

==== Università degli Studi di Napoli Federico II ====

Facoltà di Ingegneria



*Ugo de Rosa*

LA VULNERABILITÀ SISMICA DELLE STRUTTURE  
INDUSTRIALI PREFABBRICATE ESISTENTI

*Tesi di Dottorato  
XXIII ciclo*

*Il Coordinatore*  
*Prof. Ing. Luciano ROSATI*

*Il tutor*  
*Prof. Ing. Mario PASQUINO*

==== Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni ====



## **INDICE**

## **SOMMARIO**

### **CAPITOLO I**

<b><i>Gli edifici industriali prefabbricati: Lo stato dell'arte ...</i></b>	<b>pag.</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b> Lineamenti storici .....	<b>pag.</b>	<b>1</b>
<b>1.2</b> Edifici industriali: aspetti generali e tipologie costruttive .....	<b>pag.</b>	<b>3</b>
<b>1.3</b> Capannoni .....	<b>pag.</b>	<b>7</b>
1.3.1 Sistemi d'illuminazione .....	<b>pag.</b>	<b>17</b>
1.3.2 L'esecuzione costruttiva .....	<b>pag.</b>	<b>25</b>
<b>1.4</b> Altre soluzioni strutturali: Travature reticolari .....	<b>pag.</b>	<b>38</b>
1.4.1 Travi Vierendeel .....	<b>pag.</b>	<b>49</b>
<b>1.5</b> Altre soluzioni strutturali: Strutture ad arco .....	<b>pag.</b>	<b>55</b>

### **CAPITOLO II**

<b><i>I collegamenti strutturali .....</i></b>	<b>pag.</b>	<b>69</b>
<b>2.1</b> Aspetti generali .....	<b>pag.</b>	<b>69</b>
<b>2.2</b> Unioni pilastro-fondazione .....	<b>pag.</b>	<b>71</b>
<b>2.3</b> Unioni pilastro-pilastro .....	<b>pag.</b>	<b>82</b>
<b>2.4</b> Unioni trave-pilastro .....	<b>pag.</b>	<b>88</b>
<b>2.5</b> Unioni trave-trave .....	<b>pag.</b>	<b>102</b>
<b>2.6</b> Unioni telai-sheds .....	<b>pag.</b>	<b>108</b>

### **CAPITOLO III**

<b><i>Problemi di contatto e dispositivi di appoggio .....</i></b>	<b>pag.</b>	<b>111</b>
--	-------------	------------

3.1	Aspetti generali .....	pag. 111
3.2	Prescrizioni normative e verifiche di resistenza .....	pag. 114

## ***CAPITOLO IV***

<b><i>Inquadramento normativo</i></b> .....	pag. 129
---	----------

4.1	L'evoluzione della normativa italiana .....	pag. 129
4.2	La normativa italiana per le strutture prefabbricate: DM 03/12/1987 e il DM 16/1/1996 .....	pag. 142
4.3	L'Eurocodice .....	pag. 146
4.4	Le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008 .....	pag. 152

## ***CAPITOLO V***

<b><i>L'edificio campione</i></b> .....	pag. 165
---	----------

5.1	Individuazione edificio tipo .....	pag. 165
5.2	Il progetto strutturale originario .....	pag. 166
5.2.1	Descrizione dell'edificio .....	pag. 166
5.2.2	Il dimensionamento originario delle membrature .....	pag. 169
5.3	Lo stato di fatto e la valutazione della sicurezza .....	pag. 179
5.3.1	I dati richiesti .....	pag. 180
5.3.2	I Livelli di conoscenza .....	pag. 182
5.3.3	Valutazione della vulnerabilità attuale .....	pag. 186
5.3.3.1	Parametri sismici del sito di costruzione .....	pag. 187
5.3.3.2	Verifiche di regolarità .....	pag. 190
5.3.3.3	Comportamento strutturale .....	pag. 191
5.3.3.4	Azioni sulla struttura .....	pag. 192
5.3.3.5	Analisi lineari .....	pag. 197
5.3.3.6	Analisi non lineari .....	pag. 210

## ***CAPITOLO VI***

<b><i>L'attività di sperimentazione</i></b> .....	pag. 257
---	----------



<b>6.1</b>	Aspetti generali .....	pag. 257
<b>6.2</b>	Il prototipo oggetto di studio .....	pag. 259
<b>6.3</b>	Descrizione della sperimentazione .....	pag. 265
6.3.1	Tecnica di eccitazione .....	pag. 265
6.3.2	Vibrodina utilizzata .....	pag. 266
6.3.3	Svolgimento della sperimentazione .....	pag. 274
6.3.4	Risultat della sperimentazione .....	pag. 274
<b>6.4</b>	Metodo di analisi e modellazione .....	pag. 279
6.4.1	Caratteristiche inerziali del modello di calcolo.....	pag. 280
6.4.2	Caratteristiche della sollecitazione .....	pag. 281
6.4.3	Analisi eseguite con i modelli di calcolo .....	pag. 282

<b>CONCLUSIONI</b> .....	pag. 293
--------------------------	----------

<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	pag. 297
---------------------------	----------



## SOMMARIO

La prefabbricazione è una tecnica costruttiva caratterizzata dall'impiego di elementi strutturali realizzati in serie (in stabilimento ovvero a piè d'opera) e successivamente assemblati in opera eventualmente con dei getti di completamento o mediante innesto di elementi metallici integrativi.

Tale tipologia costruttiva si preferisce in particolar modo per l'edilizia industriale, riuscendo ad ottenere con maggiore facilità elementi strutturali capaci di sostenere carichi elevati grazie all'impiego di materiali con caratteristiche meccaniche superiori a quanto normalmente si ha per manufatti ordinari e realizzati in opera.

Sotto il profilo squisitamente strutturale, inoltre, le strutture prefabbricate si distinguono da quelle ordinarie in cemento armato principalmente per la presenza dei collegamenti tra le diverse membrature o parti strutturali, ai quali si assegna il compito di trasferire carichi elevati in zone concentrate garantendo il rispetto delle schematizzazioni assunte in fase di modellazione.

L'industria della prefabbricazione mostra di avere una sempre più larga diffusione (industrie, capannoni di deposito, centri commerciali, ecc.), inducendo a ritenere indispensabile un approfondimento delle problematiche connesse a tale tipologia di strutture, in particolar modo in relazione agli aspetti afferenti alle unioni, ed in relazione alle nuove disposizioni normative che attualmente regolano la progettazione strutturale e la verifica dei manufatti esistenti realizzati in Italia, molti dei quali sono stati progettati e costruiti in tempi in cui non vi erano le stesse conoscenze ed attenzione alle problematiche di vulnerabilità sismica che invece caratterizzano l'attualità nel settore dell'ingegneria strutturale.

Nel presente lavoro sono state dunque affrontate le problematiche sopra citate sviluppate nelle seguenti fasi:

- **FASE1** - Si è ricostruito un quadro delle tipologie costruttive e delle soluzioni strutturali più diffuse per questo tipo di edifici con particolare

riferimento al periodo compreso tra il 1950 ed il 1975. E' stata ripercorsa l'evoluzione della normativa tecnica, sottolineando le variazioni più significative introdotte nel corso degli anni ed individuando dunque i principali elementi di vulnerabilità sismica che gli edifici esistenti presentano, alla luce anche della differente zonizzazione del territorio nazionale.

- **FASE2** - Sono stati dunque raccolti numerosi dati da cui poter estrapolare tipologie strutturali campione su cui elaborare idonei modelli di calcolo da testare alla luce delle considerazioni sopra esposte. In particolare si è esaminato il caso di “Strutture a pilastri isostatici”, particolarmente diffuse per la elevata semplicità di esecuzione e di montaggio. Sul campione individuato sono state eseguite delle analisi strutturali per individuare le principali caratteristiche di vulnerabilità sismica.
- **FASE3** - Parallelamente alle attività sopra riportate, inoltre, sono state svolte delle analisi sperimentali su una struttura prefabbricata (realizzata in scala 1/1), al fine di valutare l'efficacia di una procedura di identificazione strutturale, con particolare riferimento alla determinazione del coefficiente di smorzamento globale da attribuire al modello di calcolo rappresentativo della struttura.

---

*Capitolo I*

## **Gli edifici industriali prefabbricati: Lo stato dell'arte**

### **1.1 Lineamenti storici**

La prefabbricazione di edifici in cemento armato, di cui negli Stati Uniti si ebbero alcuni esempi già agli inizi del 1900, fu intrapresa in Europa solo dopo la prima guerra mondiale, con la nascita e la diffusione di nuovi sistemi costruttivi in calcestruzzo per strutture a grandi pannelli e ad ossatura portante. Tra la prima e la seconda guerra mondiale alcune ditte tedesche, come la Philipp Holzmann KG., la Dyckeroff & Widmann KG., la Wayss & Freyag AG., la Preuss AG., l'impresa di costruzioni Löser, la Dywidag ed altre, realizzarono diverse strutture introducendo sistemi costruttivi innovativi adottati poi in tutto il continente (come il capannone universale Dywidag per luci maggiori di 10 m, costituito da travi reticolari e volte sottili unificate).

Tuttavia l'evoluzione tecnologica nel settore delle costruzioni civili ed industriali è stata, nella prima metà del 1900, piuttosto lenta, condizionata sia dalla struttura sostanzialmente artigianale dell'imprenditoria sia dalla natura occasionale e dalla dimensione relativamente modesta della domanda. Con la fine della seconda guerra mondiale, però, l'enorme carenza in tutta l'Europa di edifici, manodopera e materiali da costruzione e la necessità di costruire rapidamente ed a

minor prezzo spinsero la prefabbricazione con elementi in cemento armato a svilupparsi con maggiore intensità.

Quando questa situazione d'emergenza fu sparita, la prefabbricazione s'era affermata in modo tale che da una situazione di bisogno era nato un sistema costruttivo nuovo ed autonomo, che, con lo sviluppo tecnologico intrapreso a partire dalla seconda metà del secolo scorso, ebbe sempre un maggior impulso, sia per l'impiego di materiali con prestazioni meccaniche più elevate, sia per l'introduzione della tecniche di precompressione.

Anche in Italia, dunque, la prefabbricazione ebbe una diffusione notevole dopo la fine dell'ultima guerra, per i numerosi vantaggi derivanti dalla produzione in serie degli elementi strutturali:

- tempo di costruzione accelerato, le costruzioni al rustico erano limitate alla realizzazione delle fondazioni ed al montaggio dei vari elementi;
- minor consumo di materiale per la possibilità di scegliere sezioni trasversali più razionali, con riduzione del peso dell'intera struttura;
- manodopera ridotta, dato che gli elementi prefabbricati vengono realizzati in officina o meccanicamente in cantiere;
- miglioramento qualitativo offerto dalla fabbricazione industriale sotto continuo controllo e nelle condizioni propizie dell'officina;
- sostanziale indipendenza dalle condizioni atmosferiche, la produzione degli elementi può essere realizzata in ambienti chiusi e climatizzati, il montaggio può essere effettuato anche in inverno.

Tutto ciò si traduceva e tuttora si traduce in una riduzione dei prezzi e in condizioni migliori di lavoro. Bisogna inoltre sottolineare che la prefabbricazione, pur offrendosi bene alla costruzione di edifici per civile abitazione e per uffici, ha sempre trovato il miglior terreno per la sua crescita e per il suo sviluppo nelle costruzioni industriali, le quali richiedono la realizzazione di elementi di grandi

dimensioni e che si ripetono in gran numero, nonché pianta e sezione dell'edificio più semplici e rifiniture meno esigenti, e vengono progettate, nella maggior parte dei casi, in virtù della funzionalità spaziale e strutturale.

## **1.2 Edifici industriali: aspetti generali e tipologie costruttive**

Gli edifici industriali prefabbricati sono realizzati, in genere, con schemi ad ossatura portante che possono essere classificati, dal punto di vista della soluzione strutturale, essenzialmente in tre tipologie ben definite, in virtù della luce da coprire:

- capannoni (a traversi orizzontali piani e a doppia o semplice pendenza);
- strutture reticolari;
- strutture portanti ad arco;

la prima tipologia è preferita per luci fino a circa 30 m, mentre la soluzione della travatura reticolare è vantaggiosamente impiegata per luci da 15 a 40 m e più<sup>1</sup>, mentre gli archi sono particolarmente adatti a luci di circa 60 m.

Gli edifici industriali ad una navata sono generalmente costituiti da strutture monopiano a pianta rettangolare o quadrata, con maglia quasi sempre costante di pilastri.

La maglia quadrata è impiegata in quelle industrie dove non è chiaramente individuata la direzione dei diagrammi di lavorazione nel senso che il passaggio tra le varie fasi operative non avviene sempre nello stesso ordine e nella stessa direzione; alcuni esempi di industrie di questo genere sono rappresentati dalle industrie elettronica, manifatturiera (maglierie, fabbriche d'abbigliamento ecc.), officine meccaniche di precisione. La maglia quadrata consente infatti

---

<sup>1</sup> Per piccole luci le incidenze conseguenti alla cassetatura ed alle gabbie d'armatura per la formazione delle diagonali e degli elementi verticali superano i vantaggi offerti dalle strutture reticolari. Si può ritenere che la luce di 15 m costituisca il limite inferiore per un'economica applicazione delle travature reticolari prefabbricate in conglomerato cementizio armato.

spostamenti o trasformazioni radicali nell'ubicazione dei vari macchinari, dei reparti, ecc, garantendo così un'elevata flessibilità alle attività.

La maglia rettangolare viene invece preferita nei casi in cui il diagramma di lavorazione è nettamente individuato e non soggetto a variazioni sensibili, o quando sono richieste luci notevoli: in questi casi è determinante, dal punto di vista funzionale, una delle due dimensioni della maglia, essendo l'altra legata a ragioni meramente costruttive.

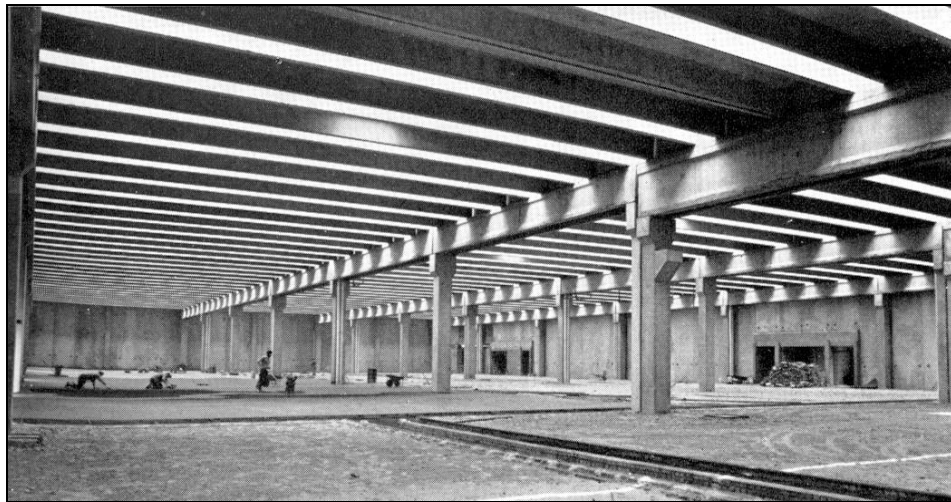
Un altro caso in cui si preferisce la maglia rettangolare si riscontra quando la maggiore flessibilità che si ottiene con una maglia quadrata non compensa la maggiore spesa che ne conseguirebbe. Fra le industrie che rientrano in questa seconda categoria vi sono l'industria meccanica pesante con lavorazioni servite da gru a ponte, le quali, ovviamente, determinano l'andamento dei diagrammi di lavorazione, oppure gli impianti dei pastifici, biscottifici, ecc, i quali sono caratterizzati da lunghissime linee automatizzate.

Una volta stabilita la maglia in base ad esigenze di natura funzionale, la scelta del sistema costruttivo e delle soluzioni strutturali dipende da diversi parametri, quali la luce richiesta, l'interasse delle capriate, l'altezza interna necessaria, il tipo d'illuminazione diurna, le caratteristiche geotecniche in sito, i tempi di realizzazione, gli eventuali problemi di montaggio e di trasporto.

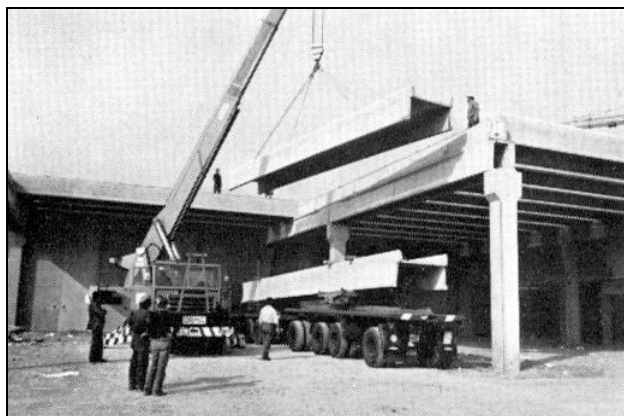
Proprio sul problema inerente il trasporto degli elementi prefabbricati di notevoli dimensioni è opportuno fare alcune osservazioni.

I mezzi di trasporto già negli anni '60 erano in grado di offrire prestazioni molto competitive, riuscendo a trasportare con una certa semplicità operativa elementi che avessero lunghezza e peso particolarmente impegnativi, tuttavia esistevano precisi limiti, che del resto esistono anche attualmente, relativi alla sagoma trasversale imposti dal regolamento stradale (in Italia si tratta di 2.50 m di larghezza per 4.50 m di altezza), che vincolavano spesso in maniera molto sensibile le scelte progettuali delle strutture in elementi prefabbricati.



**Figura 1**

Per quanto riguarda, invece, i problemi di montaggio, spesso le dimensioni e la forma della maglia inducevano a soluzioni ben precise; per esempio in stabilimenti in cui le dimensioni variavano tra i valori di 10 x 10 m ed i 20 x 20 m si realizzava una struttura composta da più ordini perpendicolari tra loro: travi principali che poggiano direttamente sulle colonne, travi secondarie poste sulle travi principali, elementi di copertura appoggiati sulle travi secondarie. In figura 1 è riportato un esempio di tale soluzione, con gli elementi di copertura costituiti da pannelli trasparenti per l'illuminazione interna.

**Figura 2**

Tale schema presenta tuttavia degli inconvenienti di ordine pratico, connessi alle operazioni di montaggio (figura 2); il primo inconveniente consiste nel fatto che i vari elementi hanno pesi spesso molto diversi tra loro, e quindi, se si usa un unico mezzo per il sollevamento questo risulterà sfruttato male, mentre l'uso di due macchine per il sollevamento può creare delle complicazioni dovute all'accavallarsi delle operazioni. Il secondo inconveniente è dato dal fatto che, una volta posate le travi principali e secondarie, diventa difficile posare gli elementi di copertura, a meno che non si ricorra alla posa alternata di travi secondarie e elementi di copertura; ma un simile accorgimento richiederebbe una attenta programmazione delle fasi di montaggio e complicazioni nella consegna a piè d'opera delle strutture prefabbricate.

Per tali ragioni si preferisce quasi sempre realizzare la struttura con soli due ordini di elementi, e cioè le travi principali e gli elementi di copertura a pannelli, piani o curvi, appoggiati sulle travi e capaci di coprire la maggiore luce possibile (figure 3 e 4) e, chiaramente, compatibili con le condizioni di trasporto. A questo tipo di soluzione si affidano la maggior parte dei capannoni industriali.



**Figura 3**

**Figura 4**

Sono molti diffusi i casi in cui l'orditura secondaria è realizzata con dei pannelli prefabbricati in laterizio armato, come i pannelli Bisap, Neosap, Celersap ed altri prodotti dalla ditta R.D.B, in grado di coprire luci dai 6 ai 9 metri circa.

Accanto a questi problemi di ordine pratico e progettuale ve ne sono altri specifici della prefabbricazione, come l'analisi strutturale nelle fasi transitorie (sformatura, stoccaggio, sollevamento, trasporto, montaggio) e la realizzazione dei collegamenti (di cui si parlerà in seguito), nonché problematiche inerenti la modellazione della struttura, che risulta differente dal caso degli edifici in cemento armato gettati in opera a causa della presenza dei collegamenti tra le varie membrature, realizzati in fase di assemblaggio e dunque non monolitici con il resto della struttura; per questo motivo la modellazione delle unioni non sempre risulta individuabile in maniera univoca, in quanto il loro comportamento varia molto da tipo a tipo di collegamento, influenzando enormemente il funzionamento dell'insieme strutturale, e spesso è sensibilmente diverso da quello elastico lineare.

### **1.3 Capannoni**

I sistemi costruttivi dei capannoni possono essere suddivisi nei seguenti tipi principali:

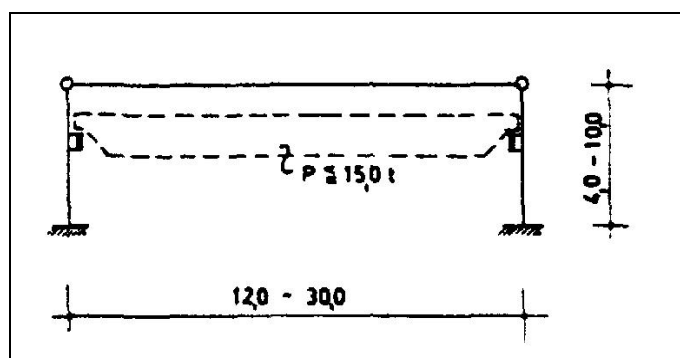
- costruzioni ad ossatura portante con elementi dritti, pilastri e capriate.
- costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio
- telai rigidi eseguiti in un solo pezzo

Questi tipi principali vengono poi suddivisi a loro volta in numerosi sistemi esecutivi.

### ***Costruzioni ad ossatura con pilastri e capriate***

Questi tipi costruttivi sono comuni per la copertura piana con luci sia modeste sia molto grandi; si hanno:

Pilastri incastrati alla base con capriate accoppiate a cerniera (figura 5). Questa tipologia è particolarmente adeguata alla prefabbricazione e molto diffusa in quanto comporta economie notevoli sia nella fabbricazione sia nel montaggio; gli elementi dritti lineari vengono fabbricati e posti in opera con minor fatica, mentre il collegamento a cerniera pilastro-colonna assicura un rapido montaggio.



**Figura 5**

Un ulteriore vantaggio da sottolineare per tali schemi statici è la limitata sensibilità ai cedimenti differenziali. Il limite d'impiego si ha in circa 30 m di luce e 10 m d'altezza (figura 6).

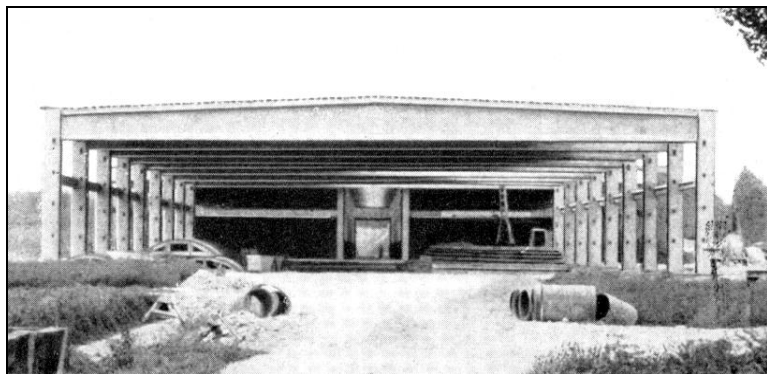


Figura 6

Con  $l/h > 6$  si sceglie questo tipo esecutivo, poiché nel telaio rigido si produrrebbero forze di taglio molto elevate, che richiederebbero fondazioni costose. Per le grandi luci, dove l'intera capriata non può essere trasportata, si realizzeranno i singoli conci in fabbrica da collegare poi insieme in cantiere. Molto diffuso è il capannone con la trave principale a doppia pendenza (circa 10%) in c.a. ordinario o precompresso, la quale poggia semplicemente sui pilastri, conformati a forchetta o meno, e su cui è ordita la copertura fatta con tegoli, coppelle o pannelli prefabbricati (figura 7).

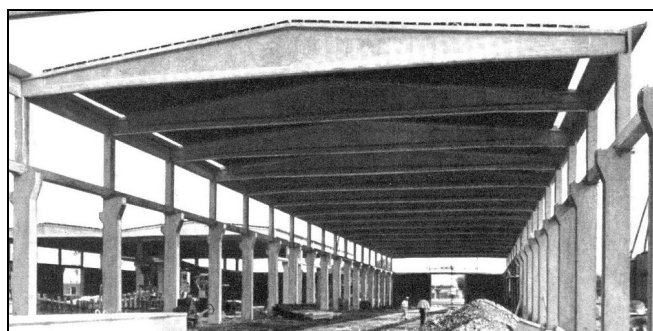


Figura 7

Pilastri incastrati alla base con successivo collegamento rigido a flessione della traversa. Portano, in confronto al tipo esecutivo precedentemente descritto, un aggravio in termini di tempi di montaggio, in quanto questo procede più lentamente a causa della realizzazione del collegamento resistente alla flessione.

Con grandi forze orizzontali (grandi capannoni, grandi carichi delle gru) un telaio rigido é più economico del tipo con pilastri incastrati con capriate accoppiate a cerniera, per il risparmio in armatura nella costruzione dell'ossatura e nelle fondazioni, risparmio che è superiore al lavoro supplementare di montaggio. Per semplificare il collegamento, negli angoli del telaio si assorbiranno solo le forze di taglio provocate dai carichi utili, dal carico del vento, della neve e della gru. Anche in questo caso la luce massima è di circa 30 m, l'altezza massima del capannone dipende solo dagli apparecchi di sollevamento (figura 8).

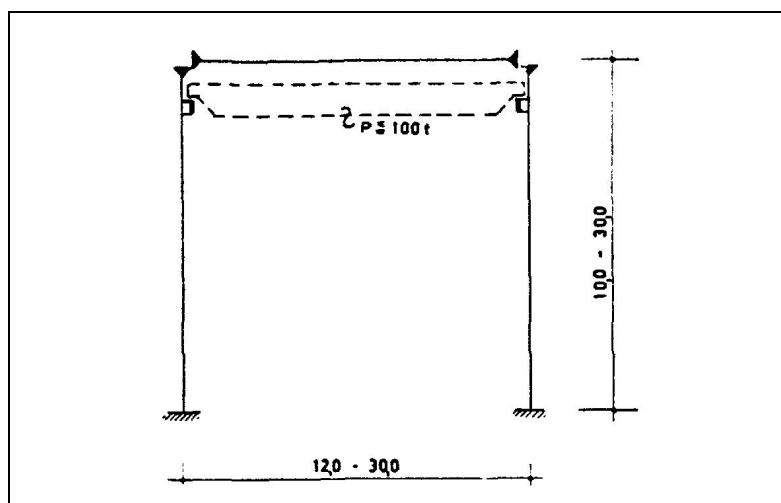


Figura 8

### *Costruzioni ad ossatura con elementi di telaio*

Le possibili soluzioni strutturali sono rappresentate da telai ad una cerniera (con pilastri incastrati e cerniera in chiave) o telai a tre cerniere. I telai a tre cerniere vengono preferiti con gli edifici alti per  $l/h < 1$  oppure con un tetto ripido, oppure se le condizioni del suolo richiedono una costruzione staticamente determinata. Con capannoni alti e luci minori di circa 12 m non è conveniente fabbricare a parte i pilastri e le capriate e poi montarle; si preferisce un semitelaio, che non risulta molto più pesante, e rispetto all'ossatura è costituito da sole due



parti invece che da tre, e invece di due collegamenti è necessario eseguirne uno solo nel mezzo della capriata. Si ha inoltre una costruzione che senza costose fondazioni può assorbire anche forze orizzontali.

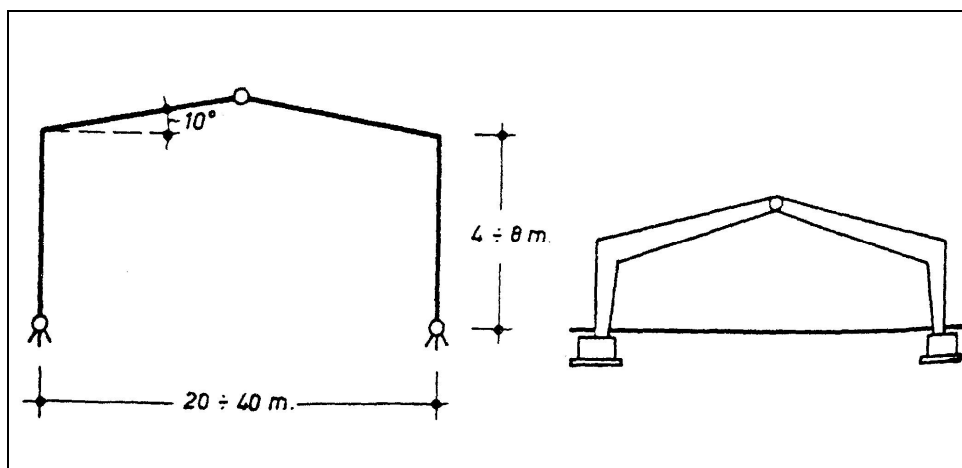


Figura 9

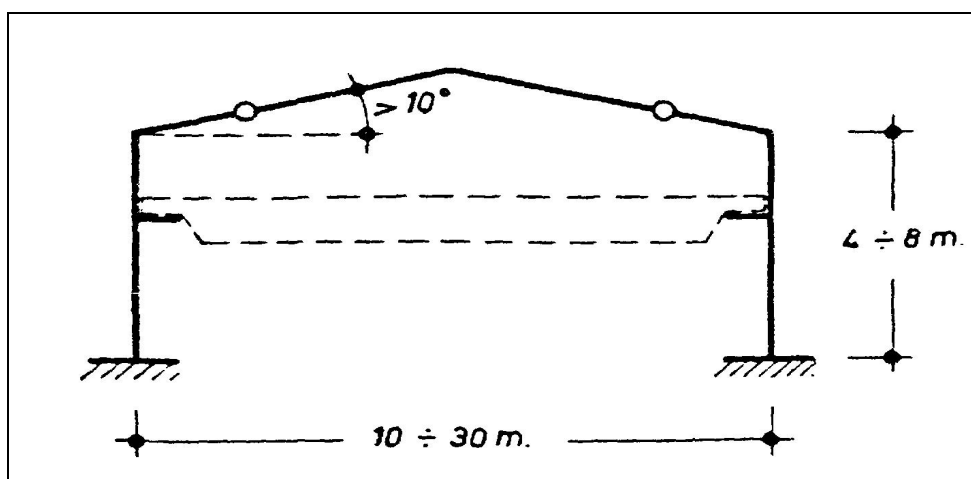


Figura 10

Lo schema a tre cerniere si adatta con successo al caso di grandi luci e, a causa del favorevole decorso dei momenti, con tetti molto ripidi (figura 9); di contro è

richiesto maggiore impegno durante il montaggio, perché è necessaria un'impalcatura mobile.

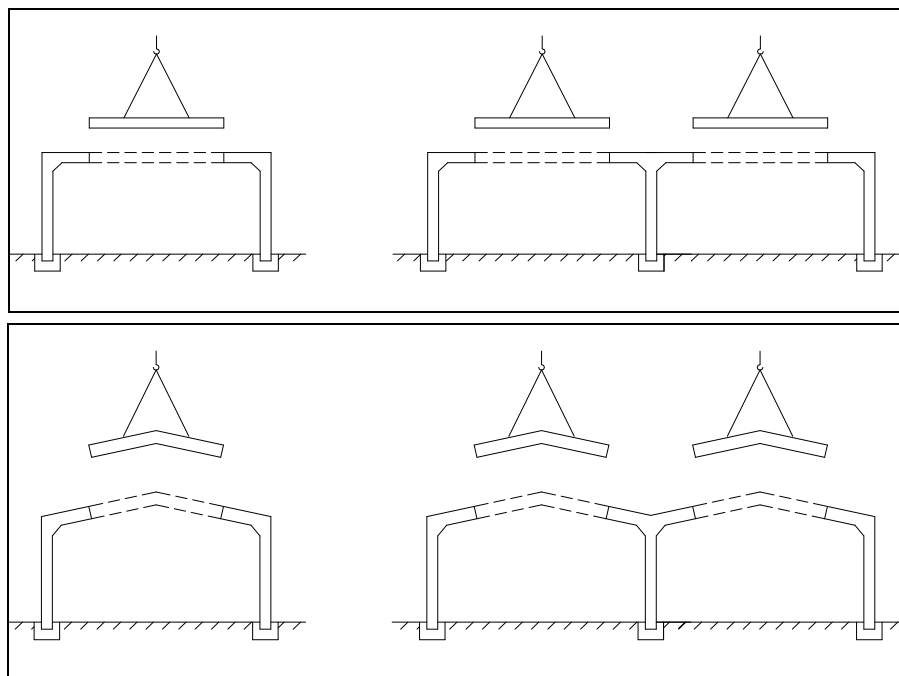
Il telaio ad una cerniera è preferito con buone condizioni del terreno, per la ragione che un collegamento con la fondazione in grado di garantire anche resistenza a flessione, è in generale più semplice di uno a cerniera (contrariamente a quanto succede per l'attacco ad angolo).

Il sistema a "Lamda", tipico per costruzioni in cemento armato prefabbricate, con pilastri a **T** e ad **L** e traverse con attacco a cerniera nei punti neutri dei momenti, viene eseguito con tetti inclinati e con traverse brevi e rigide (figura 10). Questo tipo costruttivo risulta molto economico nel consumo di materiale, possedendo una perfetta continuità; gli attacchi tra montante e traversa vengono eseguiti a cerniera, il che assicura un rapido montaggio. I limiti d'impiego si ritrovano anche in questo caso in 30 m circa; con luci maggiori la traversa risulta composta di due o più parti.

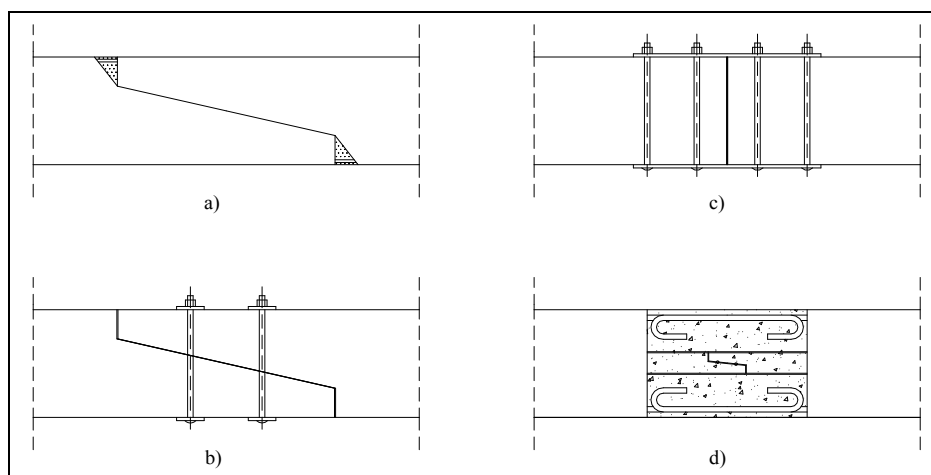
L'attacco tra le varie parti della traversa può anche non essere a cerniera ma ad incastro; il problema della scelta delle sezioni ove operare la sconnessione e quindi il ripristino della monoliticità è posto in funzione sia della statica dell'insieme, sia dell'economia del ciclo di montaggio.

Si hanno due problematiche opposte circa la realizzazione dei collegamenti tra le varie parti della traversa, in base alla sezione in cui si intende realizzare il ripristino della continuità strutturale. In corrispondenza dei nodi è consentito l'appoggio dei traversi alle colonne senza opere di presidio temporaneo, ma risulta complessa l'esecuzione di un giunto efficiente, sia per il numero sia per la sagomatura dei ferri; nelle sezioni prossime a quelle di momento nullo il numero ridotto delle armature e la loro disposizione rendono agevole la formazione del giunto, ma è richiesto l'impiego di sostegni provvisori. L'impiego di piedritti a **T**, ad **Y** ed a **L** rovescio si offre come soluzione proprio a queste problematiche, secondo gli schemi della figura 11.



**Figura 11**

Tali tipologie di piedritti sono poi assemblate ai traversi con uno dei giunti rappresentati in figura 12.

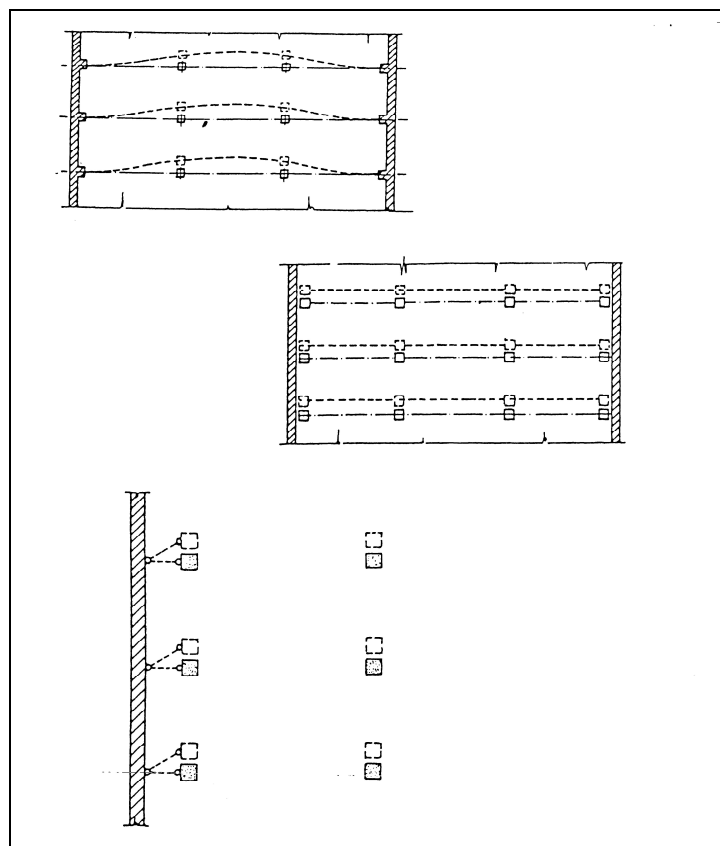
**Figura 12**

Per utilizzare il giunto della Figura 12-a) occorre che le estremità degli elementi da assemblare siano preparate in modo tale da potersi adattare l'una sull'altra per un breve tratto e di consentire, nella fase di montaggio, la saldatura dei ferri e la successiva sigillatura con malta cementizia degli interstizi a cuneo. Se l'architrave è costituito da un elemento ad arco è necessario sostenerlo con la gru fino all'ultimazione della sigillatura dei giunti.

Il giunto di Figura 12-b) ricalca l'unione che in genere viene adottata per gli elementi in legno: le due superfici da assemblare sono adattate l'una sull'altra e quindi serrate con dei bulloni; i fori dei bulloni ed il gioco tra gli elementi da collegare sono poi riempiti con iniezioni di malta. Questo giunto presenta deformazioni notevoli e la resistenza a rottura per flessione di un architrave isolato così giuntato con 2 o 3 bulloni è rispettivamente il 35% ed il 50% di quella di un analogo elemento monolitico. Il giunto riportato in Figura 12-c), con coprighiunto in acciaio e bulloni, molto utilizzato per le carpenterie metalliche, esige una completa immobilizzazione della gru durante l'intero periodo di montaggio; la resistenza a rottura per flessione di un architrave isolato così giuntato con tre bulloni per parte può raggiungere valori fino al 95% di quelli di un analogo elemento monolitico.

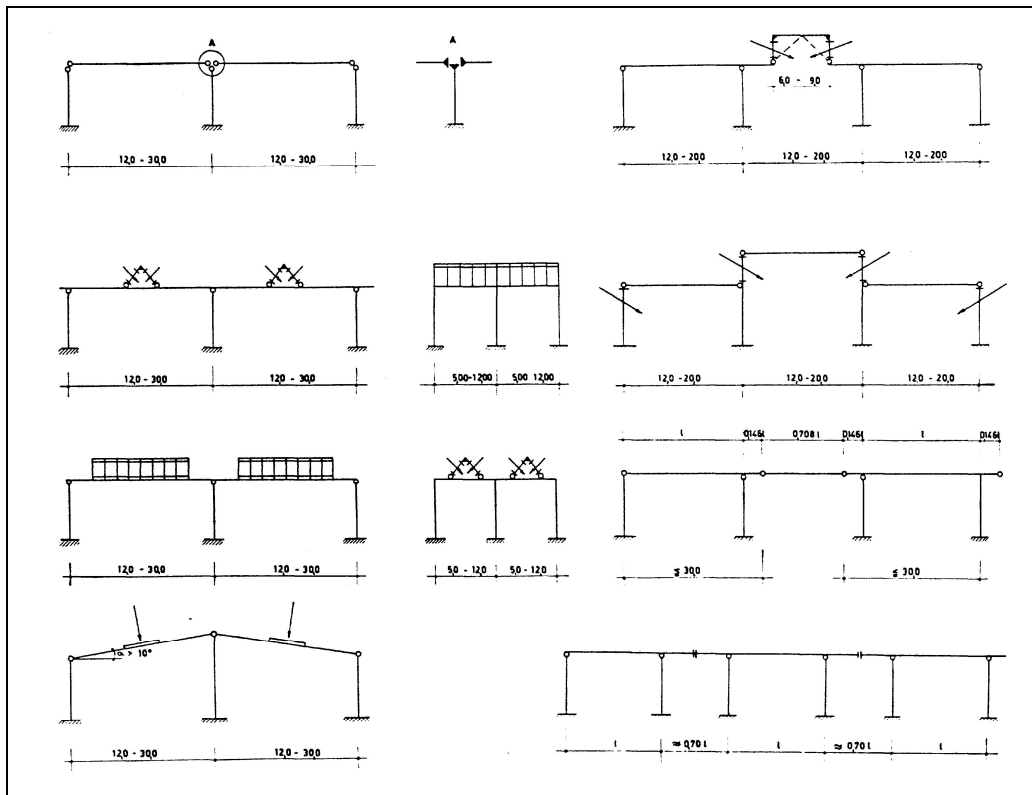
Il giunto della Figura 12-d) ripristina la continuità della struttura; la resistenza a flessione è affidata ai ferri d'armatura (sovrapposti per una lunghezza non inferiore di 40 diametri) ed al successivo getto di malta di sigillatura.

Per strutture poste in zona sismica si adottano talvolta dei provvedimenti particolari: il trasferimento delle spinte orizzontali dalla copertura ai pilastri è garantito collegando tra loro i "pannelli-soletta" in modo da realizzare una lastra monolitica, oppure si riducono le azioni sismiche agenti sulla lastra di copertura conferendo alle strutture intelaiate lo stesso periodo di vibrazione in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Si dispongono inoltre dei legami elastici tra i pannelli-parete rigidi dei muri esterni e i pilastri esterni a cui gli stessi pannelli sono collegati (figura 13), legami di tipo pendolare che agiscono come appoggi fissi per carichi trasversali ai muri e consentono una vibrazione indipendente dei pilastri esterni nella direzione longitudinale.

**Figura 13**

I capannoni a più navate vengono eseguiti con gli stessi sistemi portanti di quelli ad una navata. Sui pilastri intermedi si esegue un collegamento per realizzare un parziale effetto di continuità; per l'illuminazione diurna si possono avere lucernari posti trasversalmente o longitudinalmente, o con una grande pendenza del tetto, oppure con prismi di vetro incorporati nella superficie del tetto. Nei capannoni a tre navate le capriate sporgono nella navata centrale, oppure la navata stessa deve essere posta ad altezza maggiore. Un ulteriore tipo esecutivo è la conformazione della capriata a trave Gerber, che consente un miglior decorso dei momenti. Se eventualmente ogni terza navata presenta una luce più piccola, le capriate possono allora sporgere nella navata senza essere tra loro collegate.

Quanto sopra descritto è riportato nella seguente figura 14.



**Figura 14**

I telai a tre cerniere sono meno adatti come capannoni a più navate, poiché gli sbalzi dei pilastri intermedi diventano troppo lunghi, si perde il vantaggio di poter montare un semitelaio. Un tipo esecutivo con pilastri dritti e traverse sporgenti dai due lati collegate tra loro a cerniera e col montante in modo resistente alla flessione (precompressione), può risultare razionale con luci medie. Il capannone a più navate diviene vantaggioso nel sistema “Lambda”, dove i pilastri a T hanno uno sbraccio relativamente piccolo.

---

***Telai rigidi gettati in un sol pezzo***

Essi vengono impiegati come telai incernierati o incastrati alla base per piccole luci, pressappoco fino a 12 m, spesso come telai sovrapposti per lucernari, impianti di trasporto ecc.; i collegamenti vengono, dunque eseguiti solo ai piedi dei montanti tra pilastri e fondazioni. I tipi esecutivi si distinguono a seconda che i telai siano gettati su impalcatura, in parallelo, in posizione verticale, oppure in posizione orizzontale sovrapposti l'uno sull'altro, o anche singolarmente in posizione orizzontale.

All'interno di queste categorie di schemi strutturali è poi possibile ottenere una vasta gamma di soluzioni dalle numerose combinazioni che si possono fare tra i vari elementi e le varie membrature. Nascono così delle realizzazioni in alcuni casi notevoli dal punto di vista strutturale ed architettonico.

**1.3.1 Sistemi d'illuminazione**

La costruzione dei portali viene influenzata in misura notevole dal sistema scelto per i lucernari, infatti uno dei fattori che maggiormente differenziano i vari tipi di strutture al variare delle destinazioni interne, a prescindere dalle altezze e dalle dimensioni delle maglie strutturali, è senza dubbio il tipo d'illuminazione.

I tre tipi fondamentali d'illuminazione sono laterale, zenitale ed orientata la loro introduzione nella struttura segue l'analisi di tutte le congruenze possibili fra i vari componenti, realizzando varchi nel corpo dei pannelli o tra pannello e pannello, in orizzontale e in verticale, individuando delle fonti di luce dalla copertura, sia a striscia, sia a punti isolati con frequenze di metro in metro nei due sensi, oppure introducendo degli shed, o in calcestruzzo armato o in materiale plastico. Alcuni esempi di shed sono riportati nelle figure seguenti.

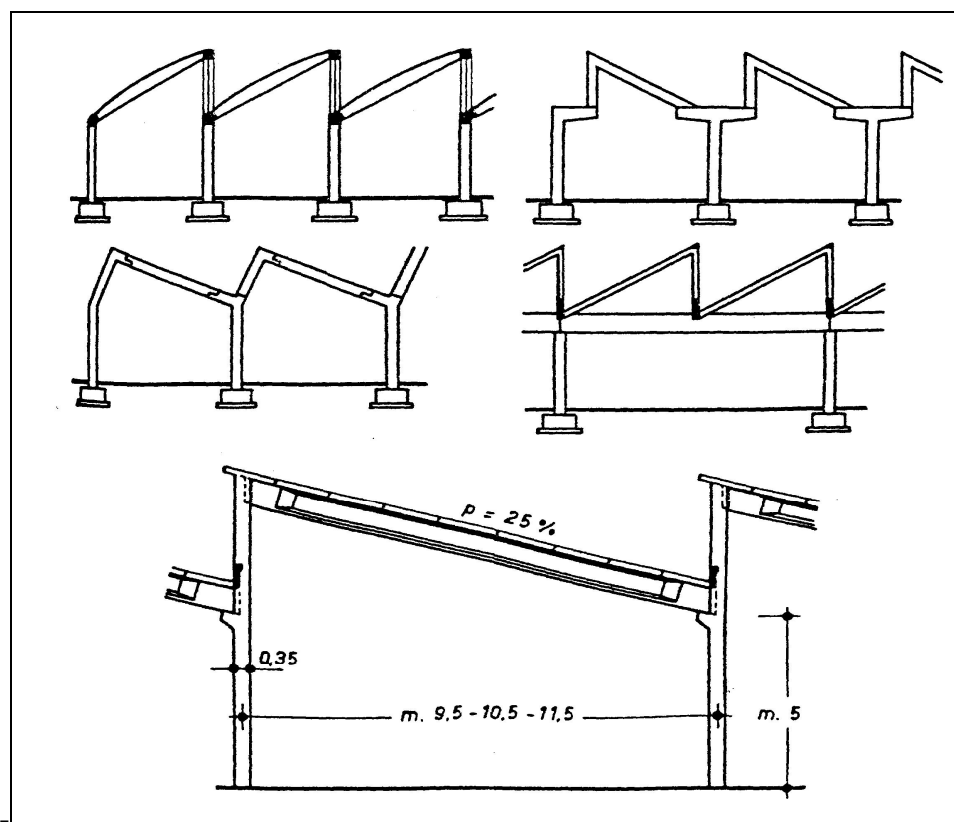
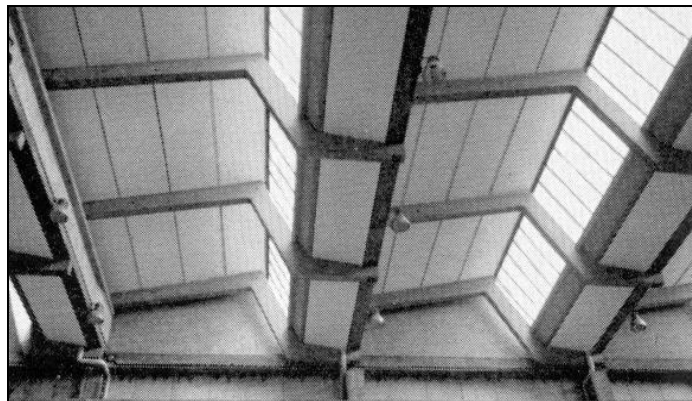


Figura 15



Figura 16



**Figura 17**

In particolare per i sistemi d'illuminazione naturale quali vetrate a due falde, sheds, o lucernari bisogna distinguere fra due tipi principali:

- La costruzione ad ossatura viene mantenuta e soltanto sulle capriate vengono collocate delle strutture per i lucernari (tipo A).
- La costruzione stessa dell'ossatura viene realizzata secondo la forma del sistema d'illuminazione scelto (tipo B).

I tipi esecutivi di A vanno distinti in base alla sezione trasversale della traversa e alla conformazione della struttura sovrapposta scelta per il sistema d'illuminazione. Le costruzioni delle ossature che seguono secondo B la forma del sistema d'illuminazione vengono classificate in base alla conformazione dei montanti e delle traverse.

### **Tipo A**

Le tipologie di capannoni più frequenti sono quelle ad ossatura con travi di gronda e lucernari sovrapposti. I casi possibili sono:

- a) La costruzione dell'ossatura e la sezione trasversale della capriata non subiscono alcuna modifica. Ciò si verifica con le vetrate a doppia falda, ove il

telaio a tre cerniere del lucernario poggia su due arcarecci vicini, oppure risulta formato da elementi di copertura di grande formato.

b) La sezione trasversale della trave principale viene progettata, per l'esecuzione della gronda, in forma di **H**, di **V**, di **I**.

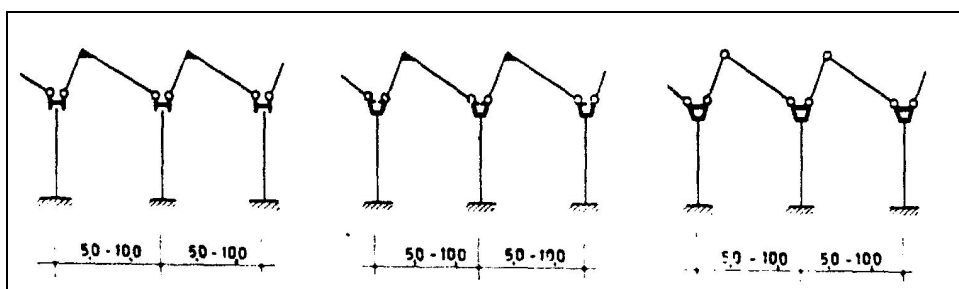


Figura 18

Con sezione trasversale a rettangolo o ad **I** possiede degli appoggi come supporto dei semitelai, che con i tetti a sega prendono il posto degli arcarecci (figura 18).

Questi tipi costruttivi risultano senz'altro adatti per una prefabbricazione in officina, ove le capriate vengono generalmente costruite precomprese, i semitelai in genere con armatura lenta, presentano però lo svantaggio di essere costituiti da parecchie parti, con conseguente rallentamento delle fasi di montaggio.

Se si impiegano piastre di copertura di grande formato, l'elemento a finestra viene conformato in modo tale da contenere il parapetto e l'architrave (figure 19 e 20).

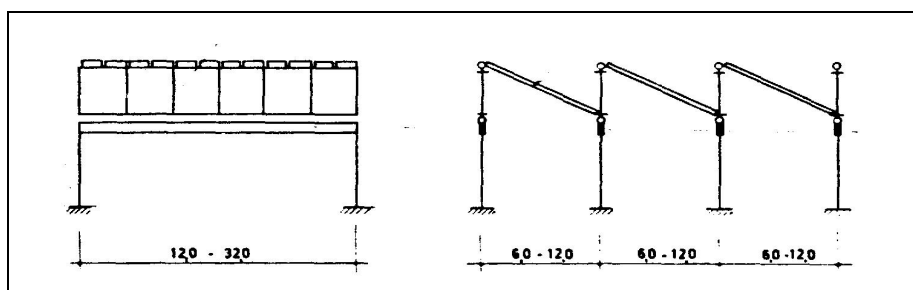


Figura 19



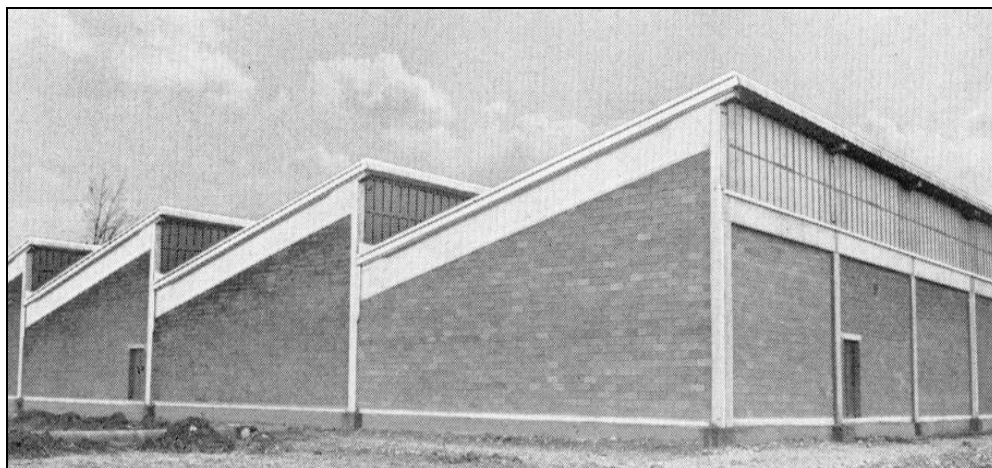


Figura 20

**Tipo B**

Le costruzioni ad ossatura portante secondo la forma del sistema d'illuminazione hanno fondamentalmente due tipi esecutivi:

a) Telai posti trasversalmente, seguendo la pendenza delle coperture a sheds. I montanti sono eseguiti a forma di Y, le traverse sono diritte. Sui telai poggiano elementi di copertura di grande formato, oppure vi sono delle travi di parapetto ed architravi, che servono per l'appoggio degli arcarecci. La luce dei telai può raggiungere i 18,00 m; oltre tale limite le condizioni di illuminazione diventano sfavorevoli.

Con elementi di copertura di grande formato, per es. le volte sottili **HP**, la distanza tra i telai disposti trasversalmente può essere portata fino a 25,00 m. Se al colmo e alla gronda si dispongono delle capriate, il telaio perde il suo significato originario, e serve solo per l'irrigidimento e l'assorbimento delle forze del vento.

b) Secondo il sistema Lambda si possono progettare lucernari e vetrate a sheds differenti, per esempio le coperture a sheds con montanti a T e semitelai intermedi; oppure, invece dei telai triangolari, si possono impiegare telai a due cerniere, con cui si ottengono lucernari centrali.

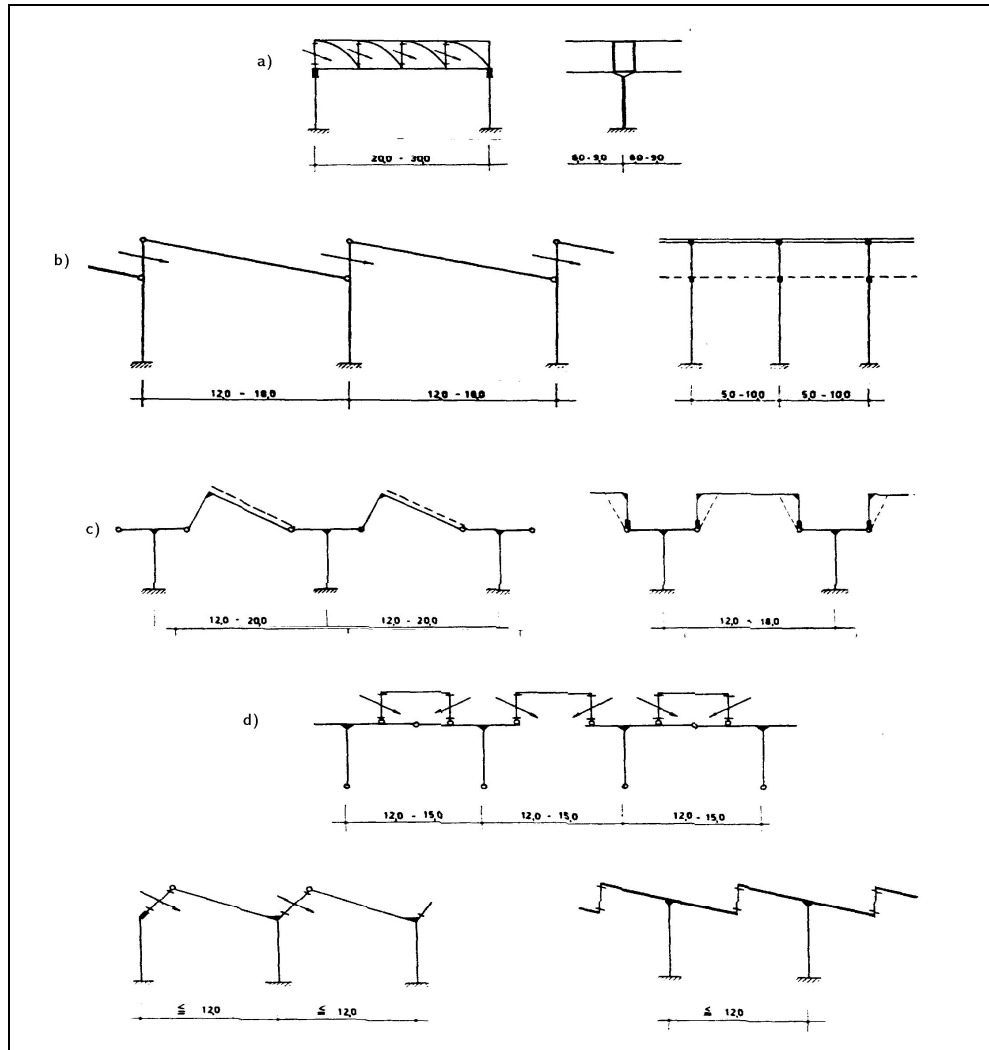


Figura 21

c) Costruzioni adatte per coperture a sheds o lucernari sono i telai a tre cerniere disposti in parallelo, oppure montanti ad Y collegati tra di loro a cerniera. Per le coperture a sheds si impiegano anche montanti a T in sede, che portano una trave di finestra.

Normalmente la maglia massima per una copertura con sheds arriva a campi di 16 x 16 m e l'illuminazione uniforme è ottenuta con i lucernari orientati verso nord con superficie del 20-30% rispetto all'area coperta.

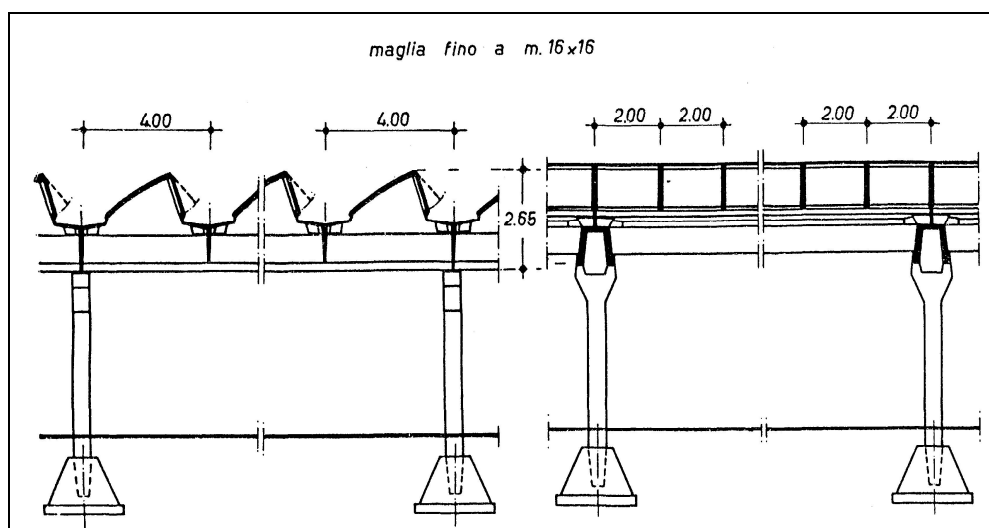


Figura 22

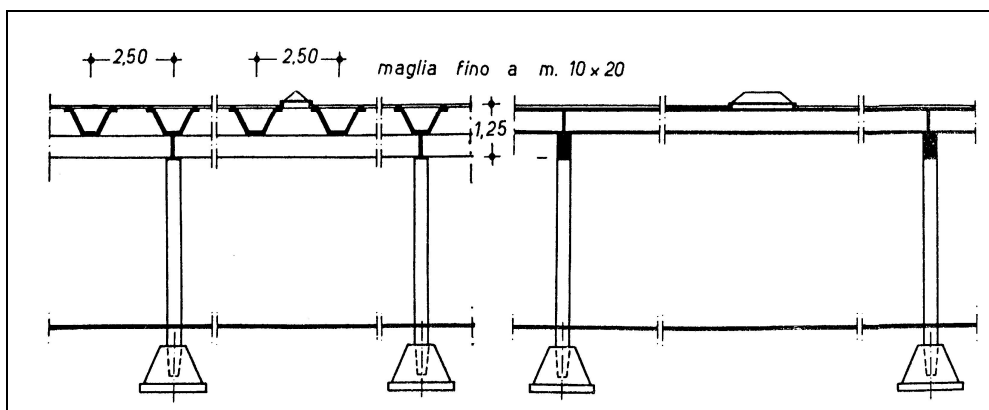


Figura 23

Nelle figure 22 e 23 le travi principali con sezione ad  $\Omega$ , si prestano ad incorporare i condotti di condizionamento, con la loro semplice soffittatura e le travi secondarie a  $T$  formano dei canali continui che convogliano le acque piovane su due sole convesse all'estremità del capannone; viene così eliminato il pericolo di tracimazione all'interno nel caso di occlusione o rottura di una pluviale

e la rete di fognatura si riduce a due sole tubazioni di testata. Un'ulteriore soluzione possibile è l'impiego di travi reticolari in calcestruzzo armato ordinario con aste di spessore costante che formano due piani inclinati di falda e due superfici finestrate, come mostrano le seguenti figure:

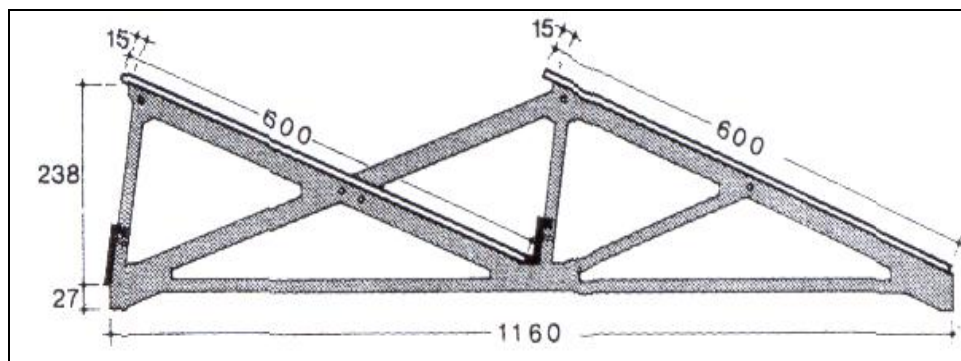


Figura 24

Questo tipo di travi (Travi DOSEG) vengono semplicemente appoggiate con una profondità di 15 cm alle strutture di sostegno, pilastri o architravi, attrezzate con piastre metalliche o cuscinetti per la ripartizione dei carichi. L'estremità superiore dei pilastri intermedi su cui si posano le travi DOSEG sono sagomate a doppia forcina per offrire alloggiamento sia a tale elemento sia alla trave portante ordita ortogonalmente.

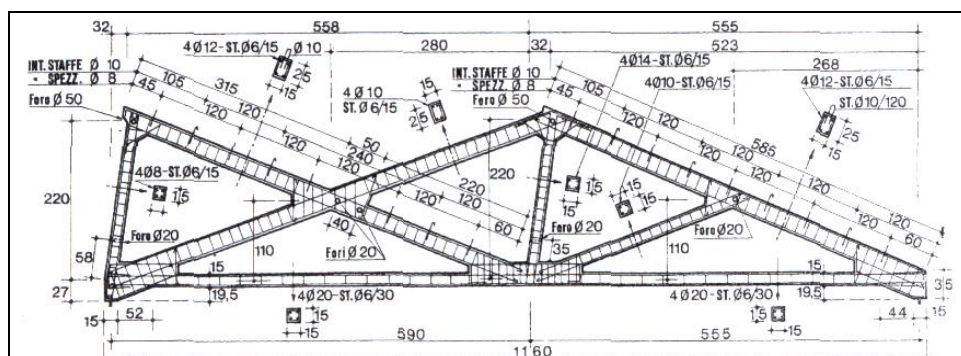


Figura 25

### 1.3.2 L'esecuzione costruttiva

La struttura fondamentale del cemento armato è la trave o il pilastro ad anima piena; durante gli anni dello sviluppo costruttivo non solo si sono sviluppati i diversi sistemi statici, ma anche le forme della sezione trasversale furono ulteriormente perfezionate, e dalla sezione rettangolare si passò a quella ad **I**, a **Y**, ad  $\Omega$  o a **T** al fine di alleggerire la struttura portante ed eliminare quindi, per quanto possibile, uno svantaggio del cemento armato rispetto all'acciaio. Le sezioni sottili ed incavate richiedono però una costosa cassetatura ed il betonaggio in cantiere risulta più difficoltoso. Questa circostanza ha costituito un'ulteriore spinta verso l'impiego della prefabbricazione; notevolmente più leggere risultarono, poi, le costruzioni con l'introduzione della precompressione. La conformazione della sezione trasversale delle travi a parete piena risulta influenzata dalla luce da coprire, dalla scelta del sistema portante, dal tipo di armatura (lenta o tesa), dalla costruzione portante della copertura.

Con le piccole luci fino ad un massimo di 10.00 m hanno sezioni trasversali piene, poiché il risparmio in peso ottenuto nella capriata dalla limitata altezza costruttiva non può uguagliare i costi relativi alla cassetatura. La sezione rettangolare si impiega con ogni sistema portante e con ogni metodo esecutivo. Con luci superiori ai 10.00 m, in cui il peso ha un'importanza notevole, si rendono necessarie delle capriate più leggere, al fine di risparmiare sui materiali (acciaio e calcestruzzo), per poter impiegare attrezzi di sollevamento non troppo grandi e per ridurre il regime delle sollecitazioni. E' possibile, però, mantenere la forma esterna della sezione rettangolare e ridurre il peso con scanalature interne; le scanalature circolari vengono ricavate con tubi di plastica, che rimangono nel calcestruzzo, oppure, con le sezioni maggiori, in forma rettangolare od ovale con cassero di legno o acciaio da recuperare dopo il getto. Si forma in tal modo la sezione a cassone di profilo rettangolare, in cui possono essere collocate anche le tubazioni dell'impianto di condizionamento. Le sezioni rettangolari si ottengono anche accostando due profili.

Un semplice sistema per diminuire il peso, applicabile al caso di luci più modeste, consiste nel conformare la sezione trasversale da rettangolare a trapezoidale, mentre con le luci maggiori si sviluppa dalla sezione trapezoidale quella cava a forma di V, che é impiegata anche per la costruzione di portali. Nella cavità della sezione così ottenuta si collocano le tubazioni degli impianti (figura 26).

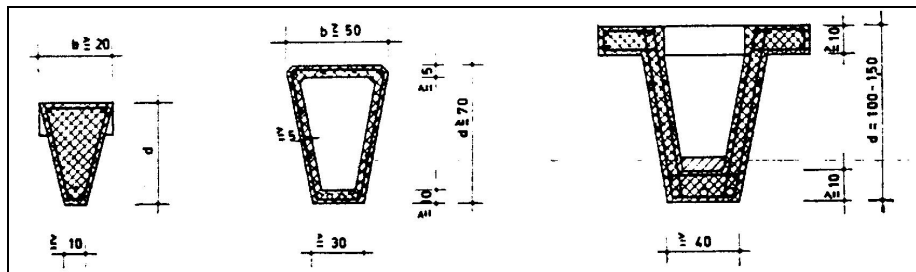


Figura 26

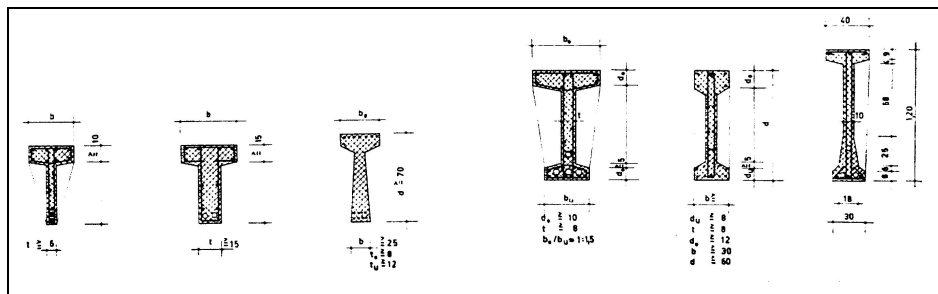


Figura 27

Le sezioni trasversali profilate si trovano in parecchie forme (figura 27). Se la luce è maggiore di 10.00 m, oppure se per ragioni speciali (per esempio per la portata limitata degli apparecchi di sollevamento) si richiedono dei correnti leggeri, le sezioni trasversali presentano i lati incavati e si elimina il calcestruzzo in quei punti in cui non viene sollecitato o lo è solo in misura limitata.

Nasce in tal modo la sezione trasversale a T, in cui il corrente superiore assorbe gli sforzi di compressione e l'anima assorbe fondamentalmente le tensioni principali di trazione obliqua. La sezione a T è la sezione più leggera per il c.a., ma presenta degli svantaggi: nell'anima sottile si possono collocare uno accanto

all'altro solo pochi cavi di acciaio, per cui l'altezza utile della capriata risulta ridotta.

La sezione a **T** è la forma tipica della capriata semplicemente appoggiata ed è vantaggiosa anche per il c.a.p. Se le capriate sono precomprese con cavi di tensione e la precompressione viene applicata in diversi stadi, e quindi il peso proprio del tetto (o una parte di esso) agisce subito, le tensioni di compressione nell'anima a causa della precompressione non sono rilevanti.

La sezione a **T** è maggiormente adatta alla precompressione con cavi di tensione, poiché questi possono essere piegati all'insù nell'anima stessa. Non solo questa circostanza, ma anche l'avvolgimento dei cavi di tensione con calcestruzzo e gli elevati sforzi di compressione dovuti alla precompressione esigono che la sezione a **T** precompressa con tali cavi abbia un'anima non troppo sottile. La conformazione si avvicina piuttosto a quella della sezione rettangolare, in cui il corrente compresso è rinforzato, altrimenti bisogna prevedere una flangia inferiore per l'assorbimento delle forze di compressione originate dalla presollecitazione: si ottiene in tal modo una sezione trasversale ad **I**.

Nella capriata in c.a. l'armatura si dispone in questa flangia. Per la possibilità di disporre gli acciai di armatura uno accanto all'altro, l'altezza utile della capriata è maggiore della sezione a **T**, si richiede però un maggior quantitativo di staffe, che sono costituite da tre parti; inoltre la curvatura rivolta verso l'alto dell'armatura nell'anima sottile presenta spesso delle difficoltà. Senza acciai piegati all'insù l'armatura risulta molto semplificata.

La sezione a **I** è inoltre ideale per la prefabbricazione sulla pista di tensione, dove il corrente inferiore assorbe le tensioni di compressione che si formano durante la messa in tensione. Come è noto le tensioni principali di trazione risultano diminuite dalle tensioni di compressione generate dalla forza di precompressione. Con una traiettoria parabolica dei cavi di tensione questa riduzione è maggiore a causa delle forze deviate generate; tuttavia la zona limitrofa, in cui è introdotta la forza di precompressione, deve essere fortemente armata con staffe contro le forze originate in direzione trasversale; la staffatura ha appunto lo scopo di impedire una dilatazione proprio nella direzione trasversale.



Le forze deviate dovute ai cavi di tensione diminuiscono solo con le forze di taglio. Le forze prodotte dalla presollecitazione stanno tra loro in equilibrio e nella trave staticamente determinata non influenzano le forze sull'appoggio dovute al peso proprio ed al carico utile. La componente della forza di precompressione, diretta verticalmente verso il basso, deve scaricarsi possibilmente sull'appoggio. Con cavi di tensione rettilinei (oppure con la precompressione sulla pista di tensione) si originano, all'appoggio, nel corrente superiore delle tensioni di trazioni provocate dalla precompressione. Per questa ragione anche nel corrente superiore bisogna prevedere fili di tensione che eliminino tali tensioni di trazione. L'estremità della trave deve essere provvista di una intensa staffatura.

La conformazione delle capriate con le sezioni sopra descritte dipende ora notevolmente dalla pendenza della copertura e dal tipo di costruzione. La forma della capriata ad appoggio semplice segue la pendenza del tetto, poiché in tal modo la copertura risulta più semplice. Con un capannone ad una navata con tetto a due falde si ha quindi una forma trapezoidale oppure si prevedono capriate con corrente superiore a due falde. La capriata a **I** a doppia falda è vantaggiosa per la precompressione dato che diventa possibile anche un percorso rettilineo dei cavi e le perdite per attrito dalla precompressione possono essere ridotte; inoltre sull'appoggio questa sezione ad **I** diventa rettangolare, in modo che le tensioni principali di trazione obliqua trovino una sezione maggiore; al colmo si producono poi delle forze di deviazione che devono essere contenute con un'adeguata staffatura. Per queste travi a sezione variabile, come è noto, la sezione trasversale critica non è in mezzzeria, dato che il momento esterno in genere diminuisce meno rapidamente del momento resistente della sezione trasversale.

Questo tipo di capriata si presta molto bene, dunque, ad una prefabbricazione in officina e ad una precompressione sulla pista di tensione; per la sezione a **T** semplice, invece, non è possibile la fabbricazione sulla pista di tensione dato che l'anima sottile sarebbe soggetta a delle tensioni di compressione elevatissime, dovute alla precompressione applicata immediatamente, che si concentrerebbero nel corrente inferiore. Si rende quindi necessario un allargamento del corrente con



un bulbo inferiore oppure è possibile realizzare una sezione a T che si allarga verso il basso (figura 28).

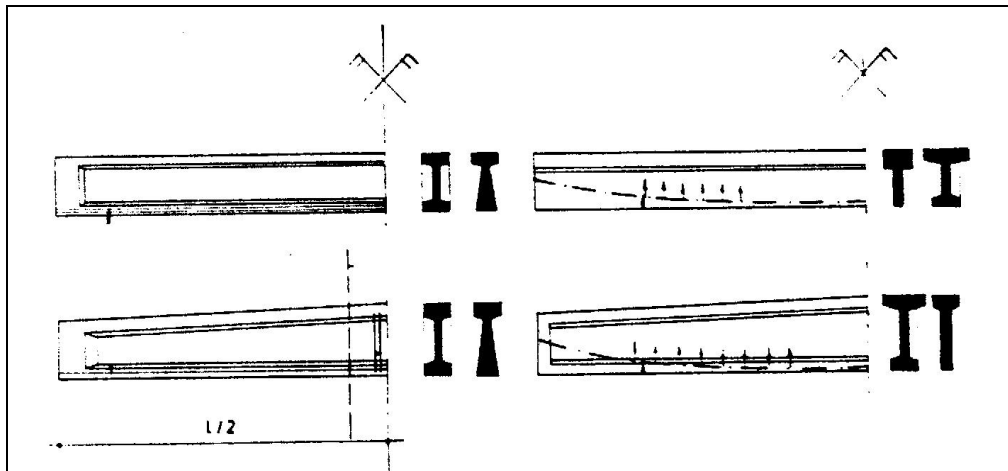


Figura 28

Anche con la prefabbricazione con cavi di tensione sono preferite le travi con corrente superiore inclinato, con sezioni sempre a T o a I. La sezione ad I presenta in particolare il vantaggio di potere essere più leggera, poiché l'anima può essere mantenuta molto sottile a causa delle tensioni principali soppresses, ed il suo spessore risulta limitato solo dai problemi di betonaggio (figura 29). La flangia inferiore generalmente è più piccola della superiore, dato che essa assorbe unicamente le tensioni di compressione diminuite del peso proprio già agente.

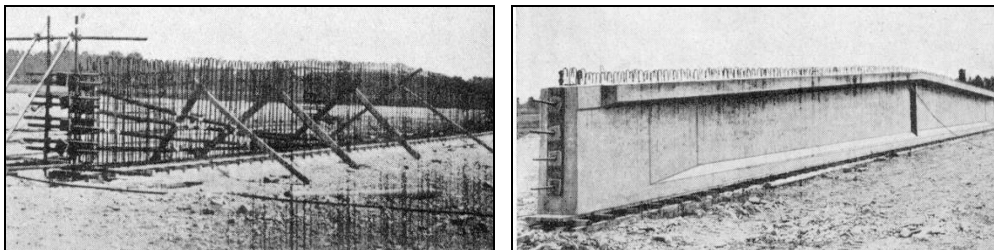


Figura 29

La capriata in c.a. a parete piena è invece economica fino ad una luce di 15 m, dato che non è strettamente necessaria (a meno di casi eccezionali) la precompressione.

I telai con cerniere intermedie hanno in genere sezioni rettangolari o ad **I**, poiché a causa della variazione del momento flettente è necessaria una flangia da entrambi i lembi e si può adattare l'altezza costruttiva al decorso dei momenti senza dover rinunciare ad esigenze estetiche. Per grandi luci (oltre i 15 m) si sceglie quindi una sezione ad **I** con correnti superiore ed inferiore uguali, dati i vantaggi statici e la riduzione di peso così ottenuti.

Nel caso di telai rigidi si può avere anche ad una sezione a **T**: la riduzione di peso in questo caso è molto importante dovendosi impiegare apparecchi di sollevamento speciali, la cui capacità è limitata.

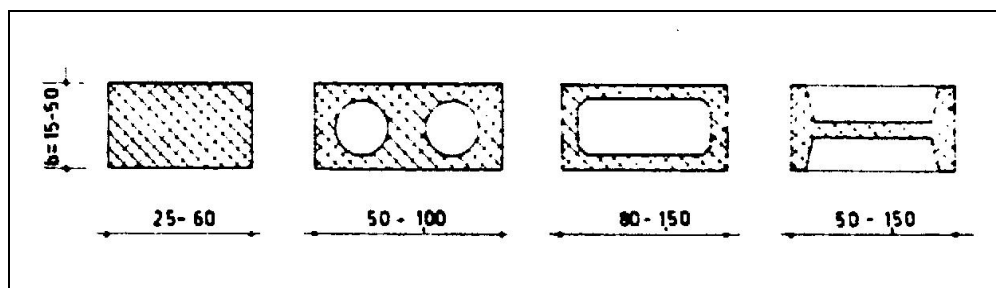


Figura 30

I pilastri vengono realizzati quasi sempre con sezione rettangolare o ad **I**, dovendo assorbire sforzo normale e flessione; anche per i pilastri è possibile alleggerire la sezione mediante dei tubi collocati all'interno della sezione stessa (figura 30), e, se la flessione ha un'incidenza maggiore dello sforzo normale, si può prevedere anche la precompressione. In alcuni casi si realizza proprio all'interno del pilastro il tubo per lo smaltimento delle acque piovane. Nella figura 31 si vede il caso di un pilastro centrale con estremità a forchetta e con il tubo per la pluviale disposto nella zona centrale della sezione stessa.



Figura 31

I telai a shed vengono dimensionati ed eseguiti come travi ad appoggio semplice con traversa spezzata come indicato in figura 32, in tal modo si possono diminuire le forze orizzontali dovute al peso proprio. Se il piedritto dei telai a sheds é perpendicolare, le forze orizzontali dovute al peso proprio si riducono introducendo un appoggio spostabile (dato che le forze si possono trasmettere solo per attrito) o eseguendo il piedritto verticale articolato (pendolare); la trave dello shed risulta in questo caso rigidamente accoppiata alla capriata, altrimenti le forze dovute al peso proprio che gravano sul supporto diventano relativamente elevate.

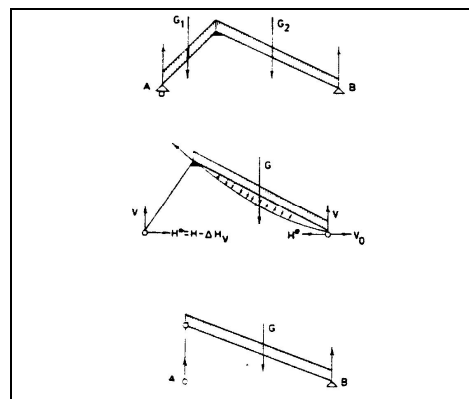


Figura 32

Siccome è preferibile evitare lo schema isostatico (figura 33) si impiegano dei tiranti che assorbano le azioni orizzontali (figura 34), oppure travi di gronda opportunamente dimensionate alle reazioni d'appoggio.

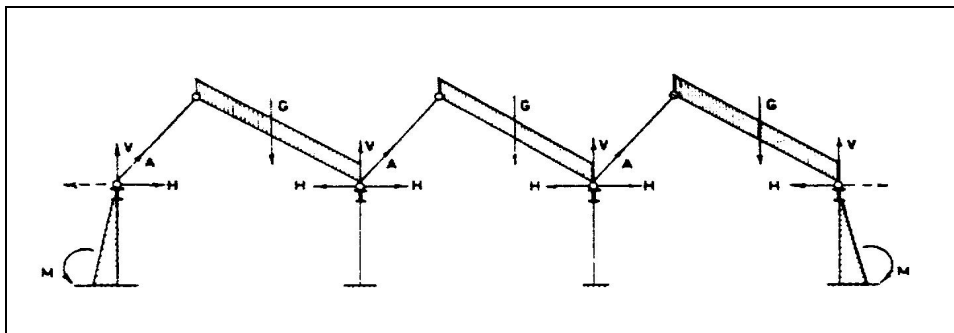


Figura 33

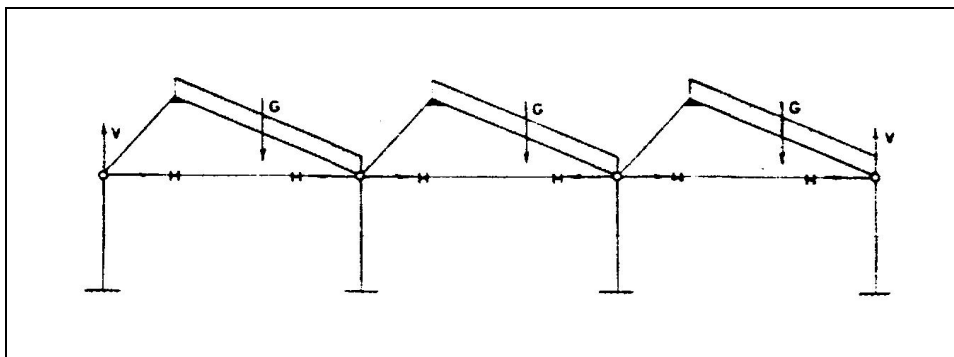


Figura 34

Un'interessante tipologia strutturale, valida anche dal punto di vista architettonico, è stata ottenuta progettando tutti gli elementi con un unico tipo di geometria, ossia formando tutti gli elementi con pannelli aventi sezione ad  $\Omega$  (dritto e rovescio) oppure a semplice **T** o a **TT** (figura 35).

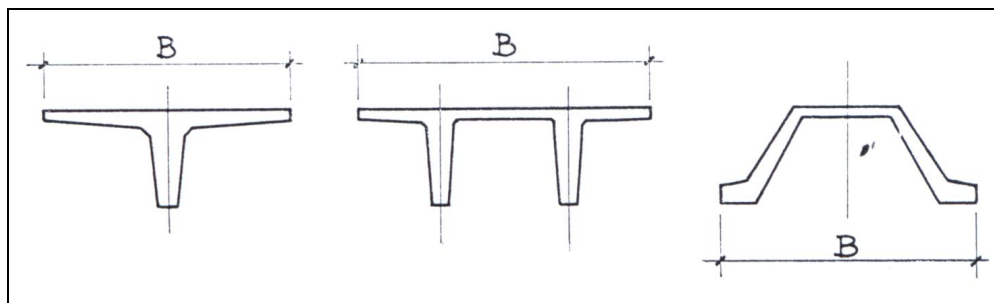


Figura 35

Tuttavia questa soluzione non garantisce la copertura di luci particolarmente impegnative, e quindi non è molto diffusa; è preferita la combinazione di elementi con sezioni diverse ed in particolare gli elementi a **T** e **TT** vengono sfruttati come elementi di copertura secondari ed in qualche caso anche come elementi di tamponamento (figura 36). La sezione a **TT**, in particolare, soddisfa diverse esigenze di natura statica.

Al fine di formare la massima superficie di copertura e di tamponamento con il minor numero di elementi e ridurre così tempi e costi di montaggio, la dimensione trasversale  $B$  deve essere la massima possibile; è anche possibile, in virtù del limite di 2.50 m della sezione trasversale per trasporto su suolo pubblico, distanziare gli elementi di copertura facendo loro portare il carico di altri elementi di completamento; ora l'elemento di copertura a **T** semplice risulta in grado di soddisfare la suddetta esigenza molto meno bene degli elementi a **TT** o ad  $\Omega$ , sia perché per sorreggere il carico degli elementi di completamento applicati all'estremo delle sue ali queste dovrebbero avere uno spessore eccessivo, persino non conveniente nei riguardi dell'ottimizzazione statica della sezione, sia perché la sezione a **T** non ha alcuna rigidezza bi-flessionale e quindi non è molto adatta a sorreggere la torsione prodotta da carichi dissimmetrici, come accade ad esempio quando si hanno gli elementi di completamento da un solo lato. In secondo luogo uno sbalzo di 1.15-1.20 m dell'ala superiore con gli spessori usualmente impiegati, non può essere considerato interamente collaborante.

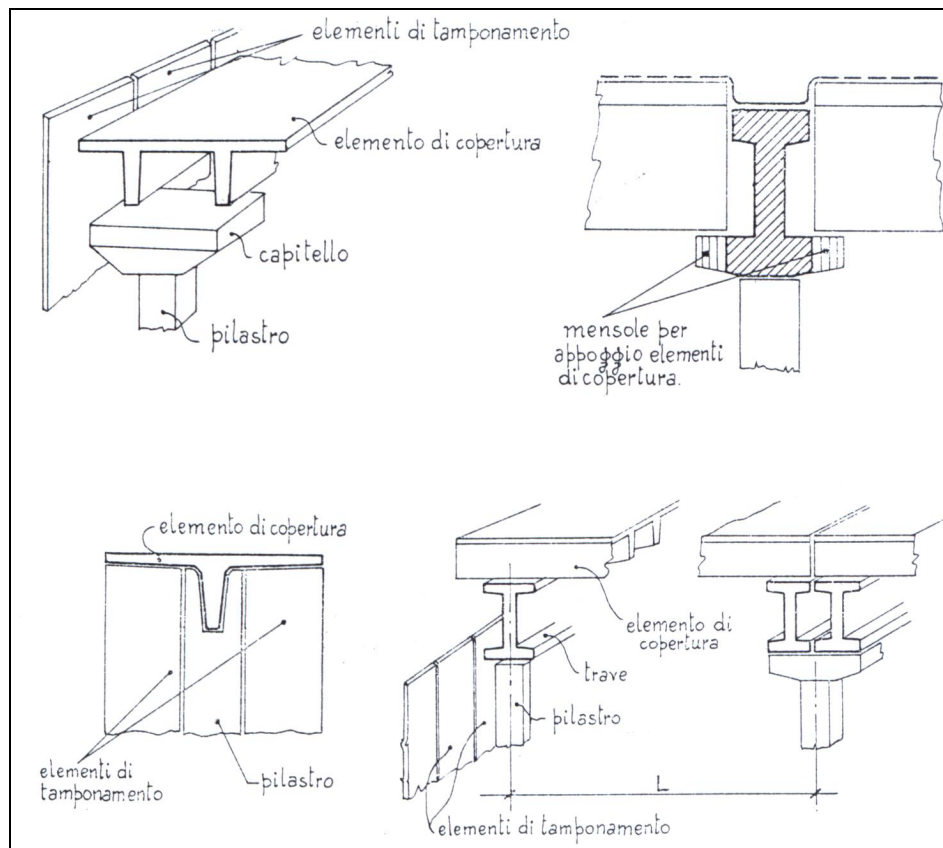


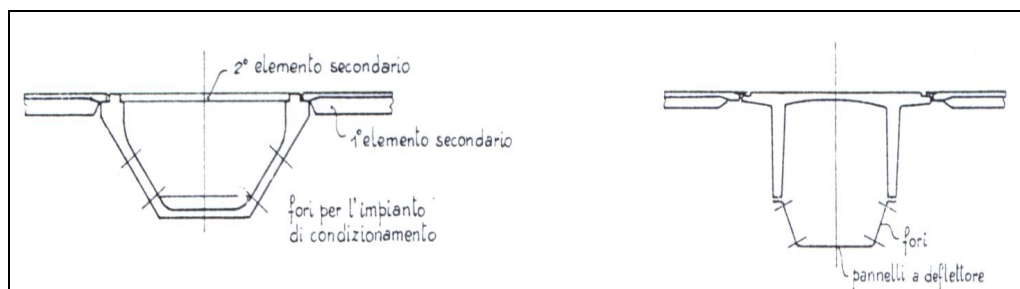
Figura 36

Infine la messa in opera degli elementi a **T** semplice è più delicata di quella degli elementi a **TT** o a **Ω**, e non è conveniente variare la sezione del profilo all'appoggio o usare sezioni a **T** con bulbo inferiore, dato il rapporto tra i carichi di servizio ed il peso proprio<sup>2</sup>.

Con l'elemento ad **Ω** non si ottiene una copertura avente l'estradosso piano (che garantisce la realizzazione di una finitura della copertura semplice ed economica), a meno di impiegare per l'**Ω** altri elementi secondari, ma ciò fa aumentare il numero di elementi da fabbricare e da montare ed il numero delle

<sup>2</sup> Come è noto, considerazioni di ottimizzazione della sezione in relazione ai carichi di utilizzo indicano che per gli elementi in c.a.p. di semplice copertura, o aventi un rapporto simile tra i carichi di utilizzo ed il peso proprio, la sezione più conveniente deve avere il baricentro spostato anche sensibilmente verso l'estradosso, il che si verifica per una sezione a **TT** e può ottenersi anche per una sezione ad **Ω** con una scelta opportuna degli spessori.

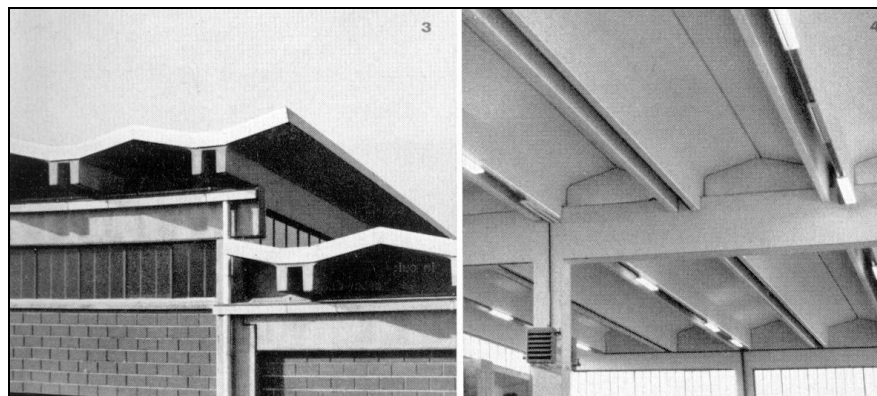
unioni. Nei riguardi invece della possibilità di sfruttare il profilo come sede di certi impianti tecnici di servizio, non vi è molta differenza tra le sezioni a **TT** ed a **Ω**.



**Figura 37**

Con la prima, come si è già detto, è più facile ottenere una migliore ottimizzazione statica ed è possibile realizzare un canale per gli impianti come mostrato in Figura 32; nella stessa figura 37 si mostra una possibile soluzione con la seconda sezione, che garantisce anche un estradosso piano.

Dalla sezione a **TT** si passa poi ad alcune realizzazioni particolari come le travi Gamma (figura 38). In figure 49 e 50 si vede un esempio di struttura con travi ad **Ω** rovesce; in questo caso i pilastri sono conformati a forcina, mentre nel caso in cui la trave ad **Ω** ha la curvatura rivolta verso il basso il pilastro termina in corrispondenza dell'appoggio con uno svasamento o con un capitello.



**Figura 38**





**Figura 39**



**Figura 40**



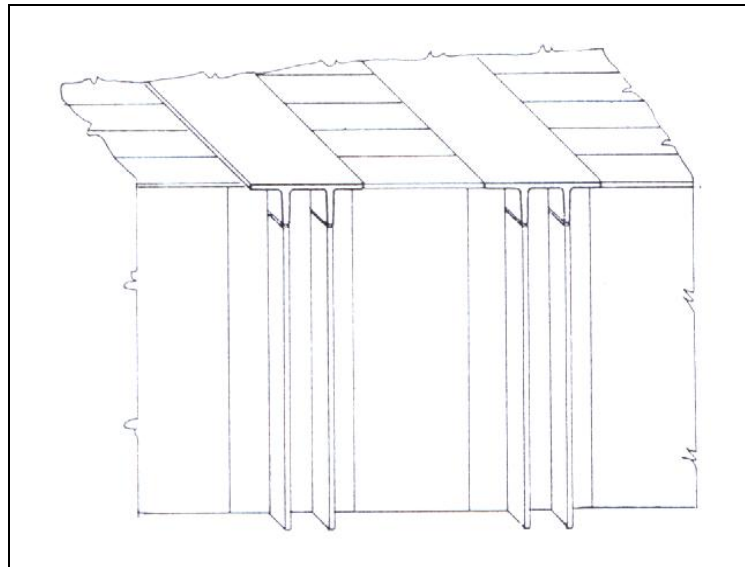


Figura 41

Per quanto riguarda le tamponature le soluzioni più diffuse sono i pannelli orizzontali o verticali, lisci o nervati (figure 42 e 43).

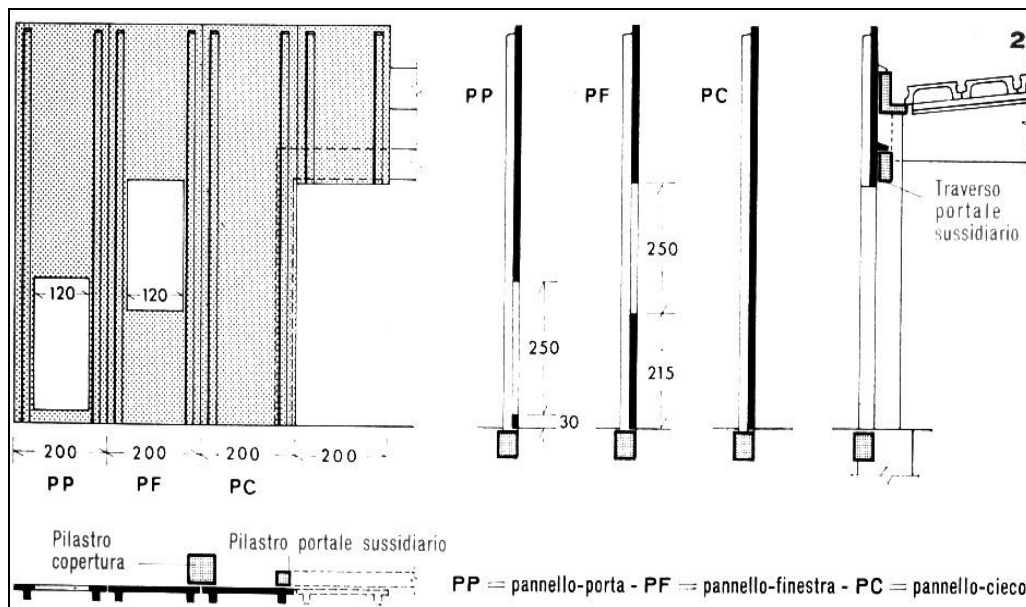
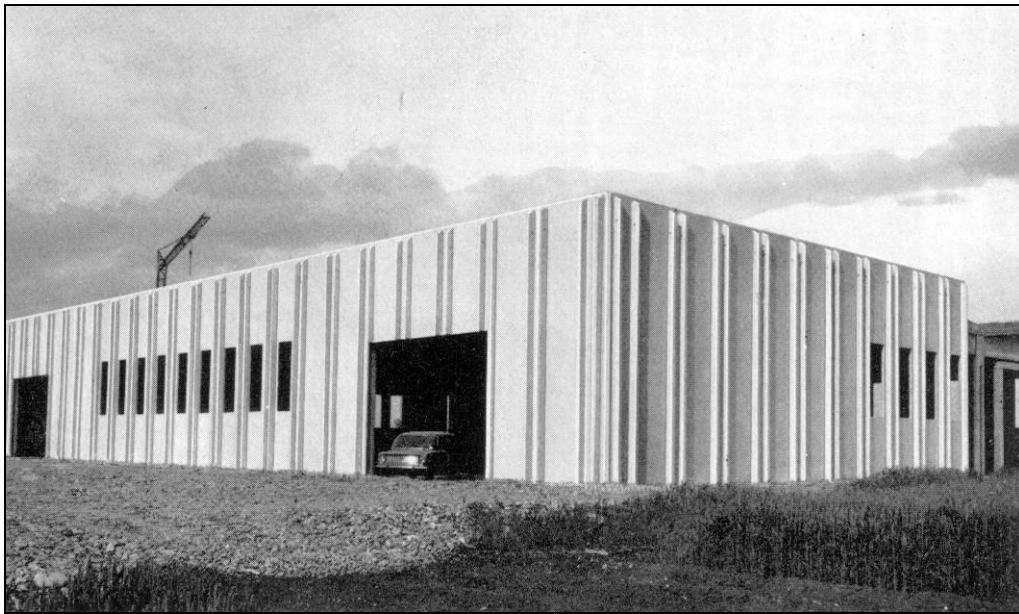


Figura 42

**Figura 43**

Il pannello liscio presenta una struttura mista in calcestruzzo con blocchi laterizi forati nello strato centrale, o con una lastra di polistirolo per motivi di coibentazione; l'armatura è ordinaria o pretesa il limite d'impiego è di altezza pari ad 8.5 m. Il pannello nervato si adotta per altezze fino a 10 m circa. Generalmente i pannelli a tutta altezza sono impostati alla base su un cordolo di fondazione e poggiano all'estremità superiore contro gli elementi orizzontali di perimetro dell'ossatura (travi principali e travi di gronda a seconda dei lati) cui sono assicurati con ancoraggi metallici in grado di consentire libertà d'inflexione alle strutture orizzontali di appoggio. I pannelli sono verificati per sopportare le azioni orizzontali prodotte dal vento, le quali si scaricano come forze concentrate sulla testa dei pilastri, in caso di pannelli verticali, o come carichi distribuiti lungo l'altezza dei pilastri, in caso di pannelli orizzontali.

#### **1.4 Altre soluzioni strutturali: Travature reticolari**

Le travature reticolari, come è stato già detto in precedenza, sono impiegate per

luci dai 15 ai 40 m e più e nel caso in cui si disponga di una sufficiente altezza di copertura: l'altezza in mezzeria è infatti pari a  $1/7 \div 1/8$  della luce.

La progettazione di una travatura reticolare deve rispondere ad esigenze funzionali ed estetiche e la scelta tipologica è influenzata da problemi di impermeabilizzazione, coibentazione, illuminazione, aerazione, soffittatura. L'impermeabilizzazione, cui sono strettamente legati anche i problemi di coibentazione, è risolta generalmente con:

- manti in fibro-cemento disposti con pendenze non minori del 10%. Il campo d'impiego, per è perciò limitato al caso di falde piane, superfici cilindriche, conoidi;
- manti bituminosi, realizzabili su qualsiasi tipo di superficie;
- fogli di alluminio o rame ricavati in lastre rettangolari o quadrate, il che ne limita il campo di utilizzazione;

Per quanto concerne l'illuminazione, le soluzioni sono: strutture a shed, cupolette, aperture a strisce ricavate parallelamente o perpendicolarmente all'asse longitudinale.

I problemi di aerazione sono sostanzialmente connessi a quelli di illuminazione nel senso che è sufficiente rendere apribili i lucernari di colmo e laterali.

Dal punto di vista dello schema statico la casistica è molto vasta; si hanno:

1. travature a correnti paralleli (figura 44)
2. travature con correnti superiori configurati ad arco<sup>3</sup> (figura 45) o poligonali<sup>4</sup> (figura 46) e con elementi terminali triangolati o meno<sup>5</sup>

<sup>3</sup> I momenti flettenti originati dai carichi esterni concentrati risultano vantaggiosamente ridotti da quelli dovuti all'eccentricità delle azioni longitudinali.

<sup>4</sup> Aumentando l'altezza alle reni si riduce la differenza dei valori degli sforzi assiali nelle aste dei due correnti, che normalmente, con capriate a due falde semplicemente appoggiate, assumono valori massimi solo in alcune aste collocate verso i quarti della luce. In tal modo si uniformano i valori degli sforzi normali, ottimizzando la sezione.

3. travature triangolari (figure 47 e 48)
4. travate Vierendeel
5. telai reticolari (figure 49 e 50)

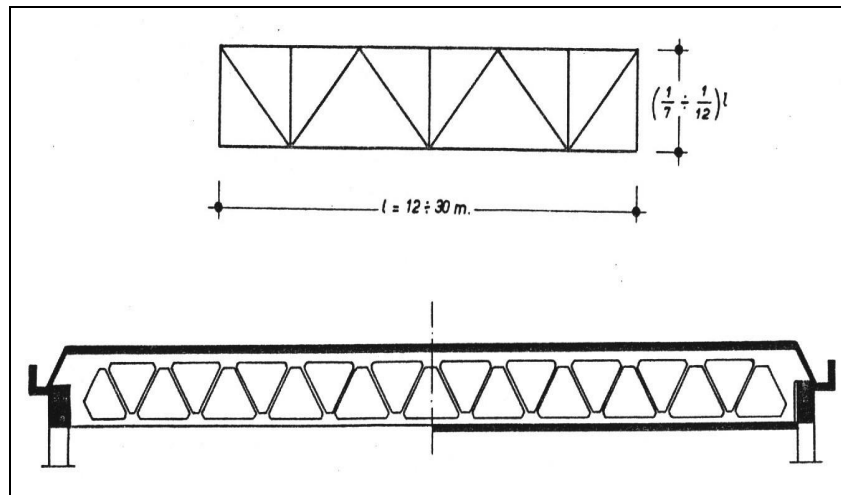


Figura 44

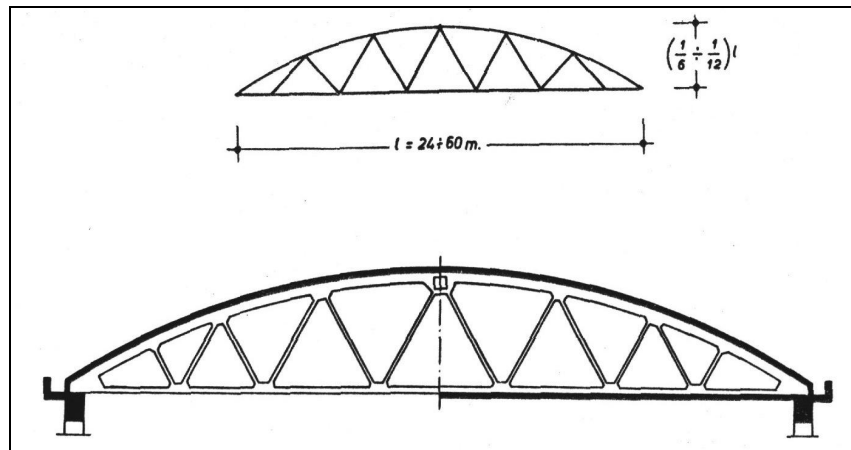


Figura 45

<sup>5</sup> Quelli triangolati hanno il baricentro al di sotto degli appoggi risultando più stabili nella fase di sollevamento, anche se, di contro, esigono pilastri più alti.

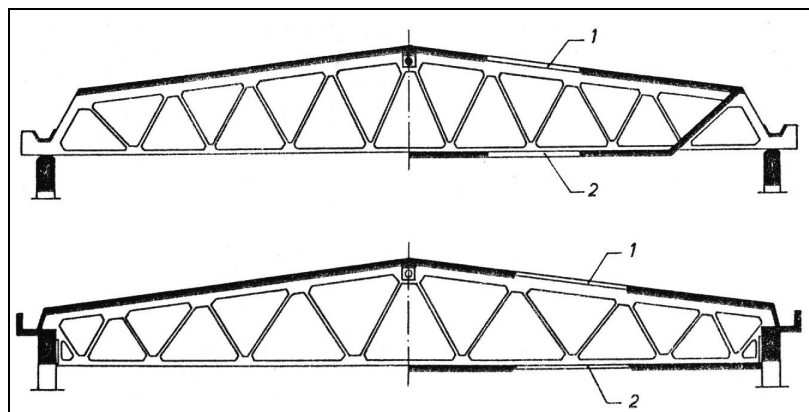


Figura 46

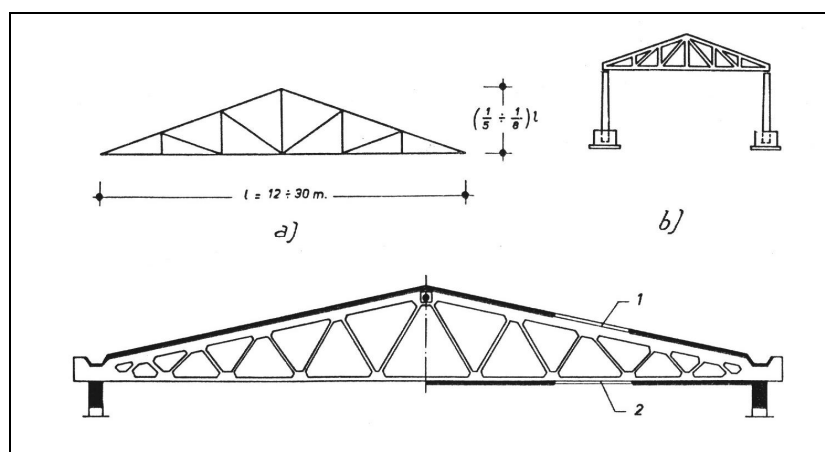


Figura 47

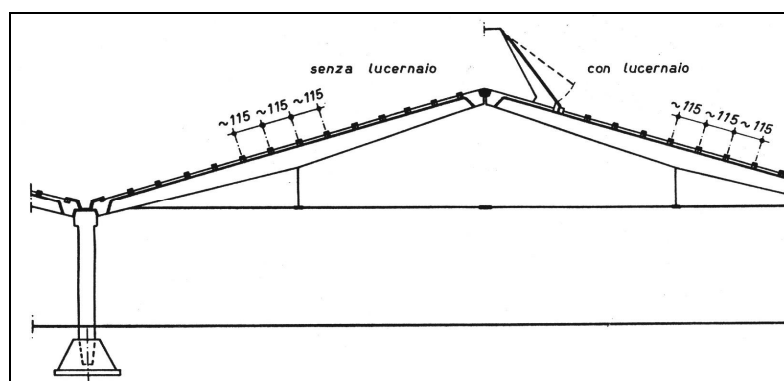


Figura 48

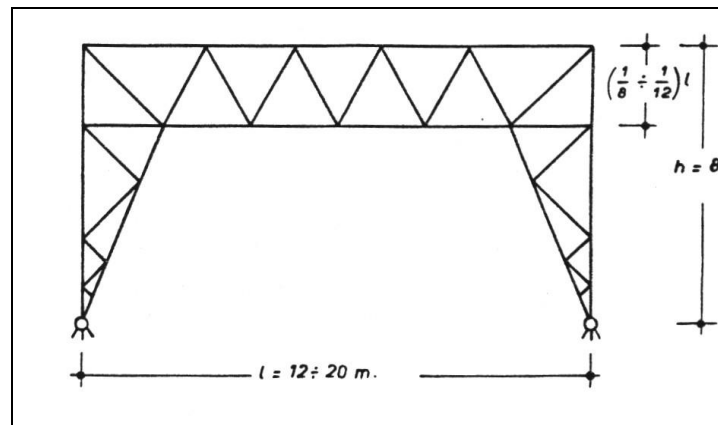


Figura 49

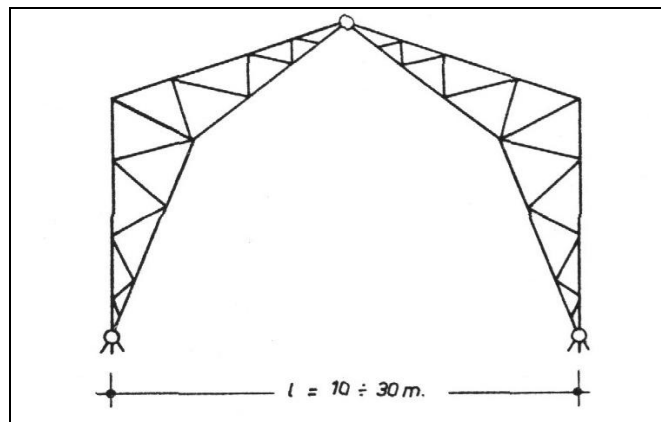


Figura 50

Il regime principale degli sforzi, per tutte le tipologie, è determinato mediante poligoni d'equilibrio, nell'ipotesi che le aste siano soggette solo a sforzo assiale e che quindi i nodi siano delle cerniere, ma in realtà le aste in calcestruzzo (ordinario o precompresso) sono monoliticamente incastrate, quindi nascono inevitabilmente all'atto della solidarizzazione dei nodi, azioni taglianti, flettenti e sforzi normali aggiuntivi, ma essendo gli sforzi normali aggiuntivi trascurabili rispetto a quelli principali, sono significativi essenzialmente i tagli e i momenti flettenti.

Gli aspetti più importanti che regolano la progettazione e la verifica di una travatura reticolare sono: giunzione ed ancoraggio delle armature delle aste tese, fessurazione delle aste tese, instabilità delle aste compresse (o di un insieme di aste), armatura dei nodi. La figura 51 riporta alcune classiche tipologie di giunzioni (per saldatura e per sovrapposizione). Nel caso dell'ancoraggio delle armature tese nei nodi interni ed in particolare del corrente inferiore nei nodi di estremità, tali armature devono avvolgere un nucleo di calcestruzzo nel nodo in cui si ancorano, oppure si devono fissare a piastre d'acciaio nel caso in cui il nodo non offre sufficiente spazio di ancoraggio o quando ci sono sforzi di entità particolarmente elevata.

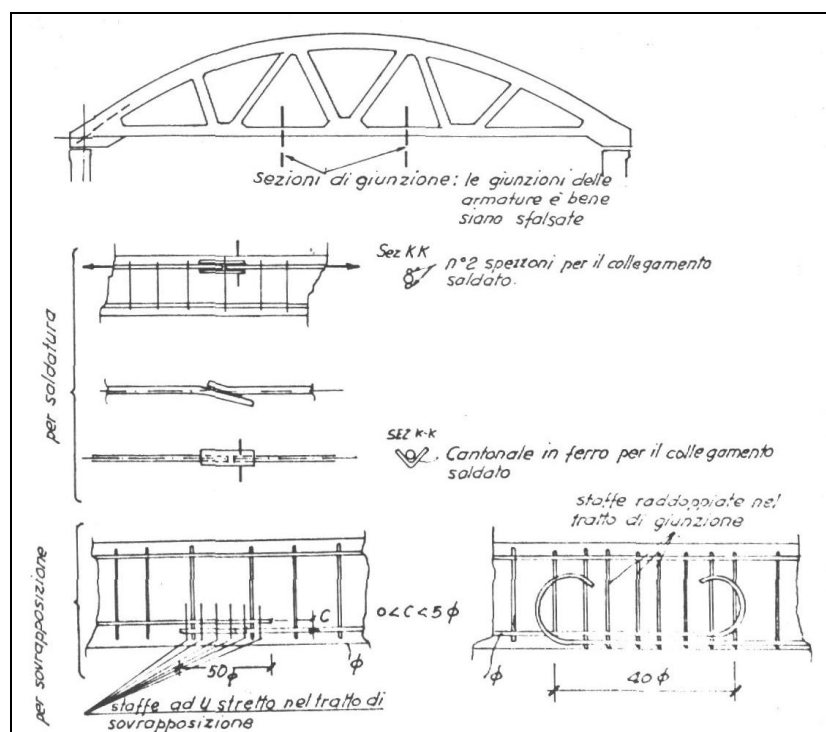


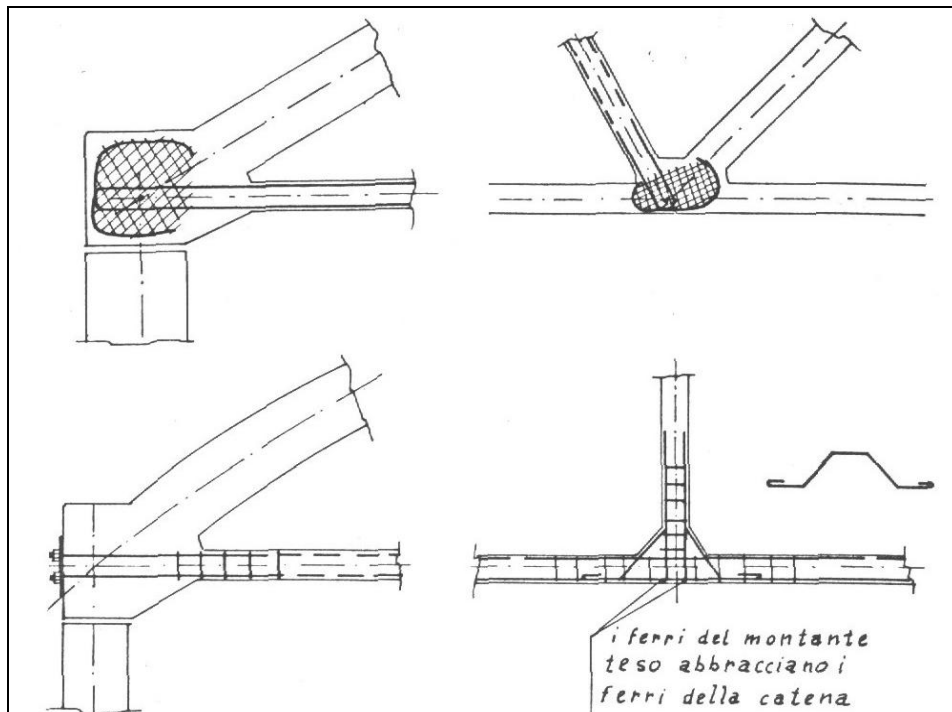
Figura 51

La staffatura delle aste tese é fatta con ferri di piccolo diametro a passo più piccolo ed è preferito l'impiego di barre ad aderenza migliorata per le armature longitudinali, per ridurre l'ampiezza delle fessure (a parità di tutti gli altri



parametri). La staffatura prosegue nel corpo dei nodi con almeno una o due staffe.

Proprio alla luce dei problemi connessi alla fessurazione si realizza la precompressione della travatura reticolare, così da eliminare del tutto o quasi la trazione nella fase di esercizio.

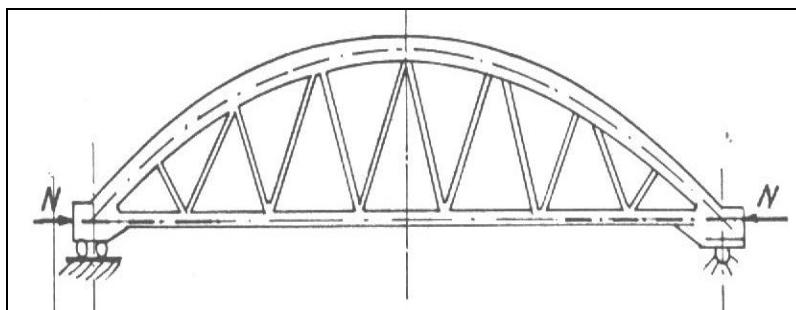


**Figura 52**

Per la risoluzione della struttura va rilevato che in genere la precompressione della catena è ottenuta mediante un tracciato assiale rettilineo con cavi scorrevoli; allora, per determinare gli sforzi nelle aste, lo schema statico equivalente è quello di figura 53.

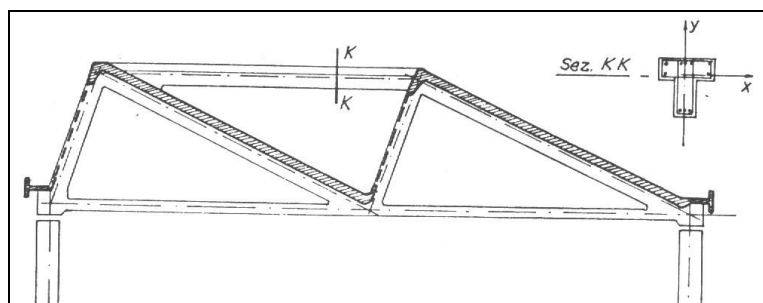
Il regime principale di sforzi è costituito dalla compressione di valore  $N$  nella sola catena ed il regime secondario è dovuto alla variazione di lunghezza delle aste della catena prodotta da  $N$  ed ai conseguenti spostamenti dei nodi.

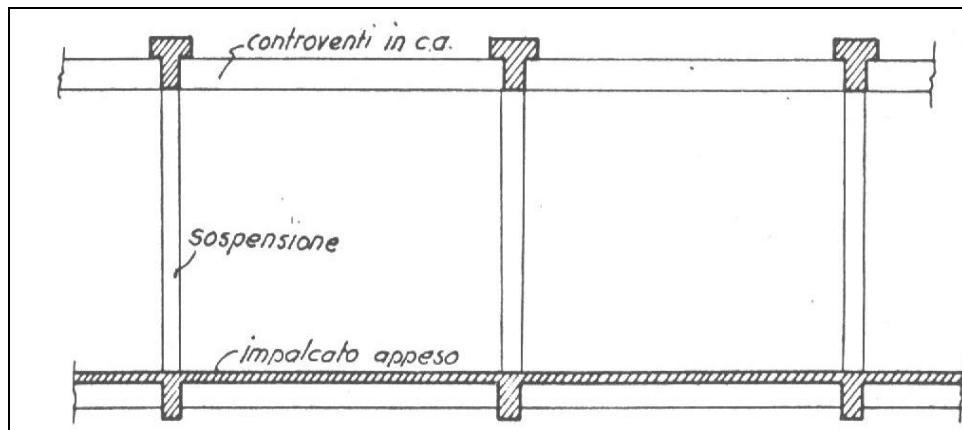


**Figura 53**

Si può anche pensare che la precompressione della catena abbia lo scopo di produrre deformazioni di segno contrario a quelle prodotte dai carichi (in modo che gli estremi della travatura siano fissi o quasi), anziché di ridurre lo stato di trazione esistente; in tale ipotesi, dunque, la funzione della precompressione è quello di ridurre le deformazioni globali della struttura.

La verifica delle aste compresse deve essere condotta anche in termini di carico critico (e non solo di tensioni) generalmente solo nel piano della travatura stessa. Per aumentare la stabilità fuori dal piano della travatura, infatti, sono adottati semplici accorgimenti progettuali; ad esempio i puntoni (almeno nel tratto centrale) possono essere muniti di un'ala trasversale (figura 54) allo scopo di aumentare l'inerzia per flessioni fuori dal piano, dove la luce libera d'inflessione è in generale maggiore di quella che si ha nel piano della travatura; un'altra soluzione consiste nel munire la struttura di ritegni puntuali posti in corrispondenza dei nodi (figura 55).

**Figura 54**

**Figura 55**

Per quanto riguarda gli sforzi secondari si ricorda che essi sono prodotti non solo a causa degli spostamenti dei nodi dovuti alla variazione di lunghezza delle aste, ma anche per eccentricità iniziali, carichi diretti applicati alle aste, ecc.: se si conduce il calcolo con il metodo di Cross, i momenti flettenti iniziali nei nodi sono da ripartirsi tra le aste in proporzione alle loro rigidezze.

Alle aste più esili, che sono quelle tese, toccherà così una piccola quota di momento flettente, mentre ai puntoni andrà la quota maggiore: i puntoni, quindi, sono sempre soggetti a presso flessione.

Per reggere le flessioni di cui sopra, i nodi devono essere armati in modo opportuno, anche perché si possano produrre quegli equilibri di forze che corrispondono ai poligono d'equilibrio mediante i quali sono stati determinati gli sforzi principali delle aste.

Nel ristretto spazio dei nodi si hanno così stati di sollecitazione abbastanza rilevanti, che sono assorbite da robuste staffature e, in qualche caso, da un "frettage" (figura 56).

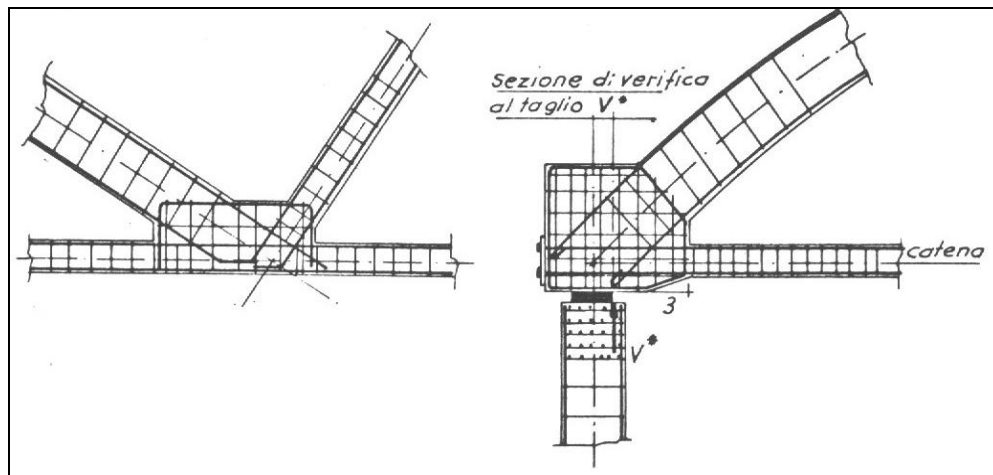


Figura 56

Lungo le aste, essendo in genere il taglio modesto, la comune staffatura disposta per le forze assiali è sufficiente a reggere gli scorrimenti, ma talvolta possono aversi armature piegate (figura 57).

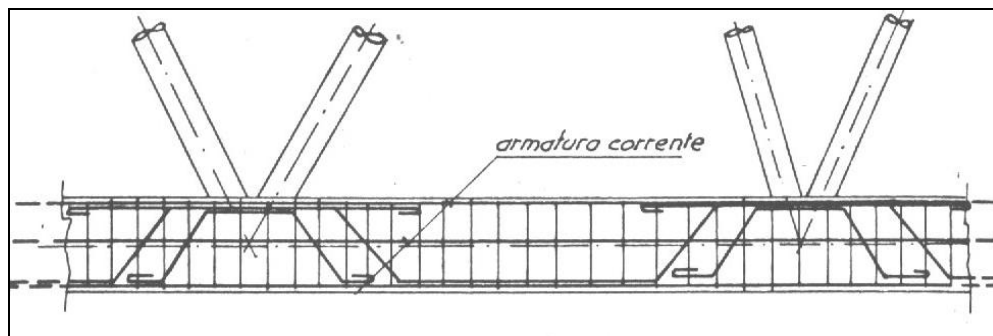


Figura 57

Dove invece occorre controllare in ogni caso la tensione tangenziale è all'appoggio della travatura, sul filo netto interno delle strutture di sostegno o dell'elemento interposto nell'appoggio.

Spesso per soddisfare questa verifica si rende necessario un aumento della sezione resistente, e questo giustifica l'aumento dello spessore della travatura nel

nodo di appoggio o la presenza di una mensola verticale a partire dall'intradosso della catena (di inclinazione pari a circa 1:3) accompagnata da un estradossamento in piano del puntone superiore. E' evidente dunque che i punti più "delicati" delle travature reticolari sono costituiti dai nodi, in cui convergono diverse aste, ed in particolare dai nodi di estremità; in questi ultimi, infatti, si verifica la presenza simultanea di sollecitazioni taglianti ed assiali molto elevate ed inoltre il notevole quantitativo di armatura che si concentra al loro interno (dovuto al fatto che tali zone sono sfruttate anche per l'ancoraggio delle barre d'armatura provenienti dalle aste che concorrono in esse) comporta il problema di avere sezioni fortemente armate e dunque potenziali zone di rottura fragile.

Per quanto concerne gli appoggi, si può dire che il dispositivo con cui sono realizzati, nei due schemi di cerniera e di carrello, deve essere tanto più perfetto quanto maggiore è l'entità dei carichi. Alcuni esempi sono riportati in figura 69.

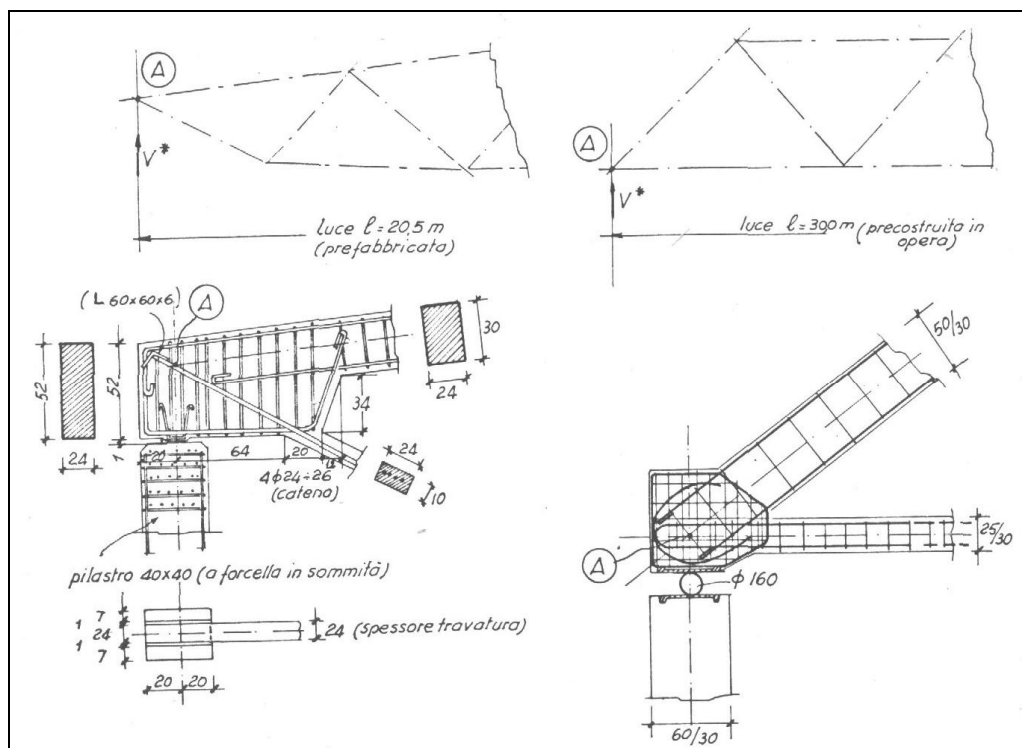


Figura 58

### 1.4.1 Travi Vierendeel

Nella travata Vierendeel, come noto, la maglia quadrangolare fa sì che la statica della struttura sia assicurata solo a prezzo di flessioni e tagli nei montanti. Il calcolo di una Vierendeel viene condotto attraverso il metodo di Grinter, assumendo come incognite gli spostamenti verticali dei montanti e quello orizzontale del corrente superiore. Nei casi più comuni in tale soluzione si possono trascurare le deformazioni assiali delle aste, essendo l'influenza di queste limitata sempre a qualche unità percentuale. Spesso la Vierendeel è simmetrica e simmetricamente caricata: risultano in tal caso uguali gli spostamenti verticali dei nodi simmetrici rispetto all'asse verticale di mezzeria e nullo lo spostamento orizzontale del corrente superiore. Per affrontare il calcolo nel modo suddetto è conveniente passare attraverso lo studio successivo degli schemi di figura 59.

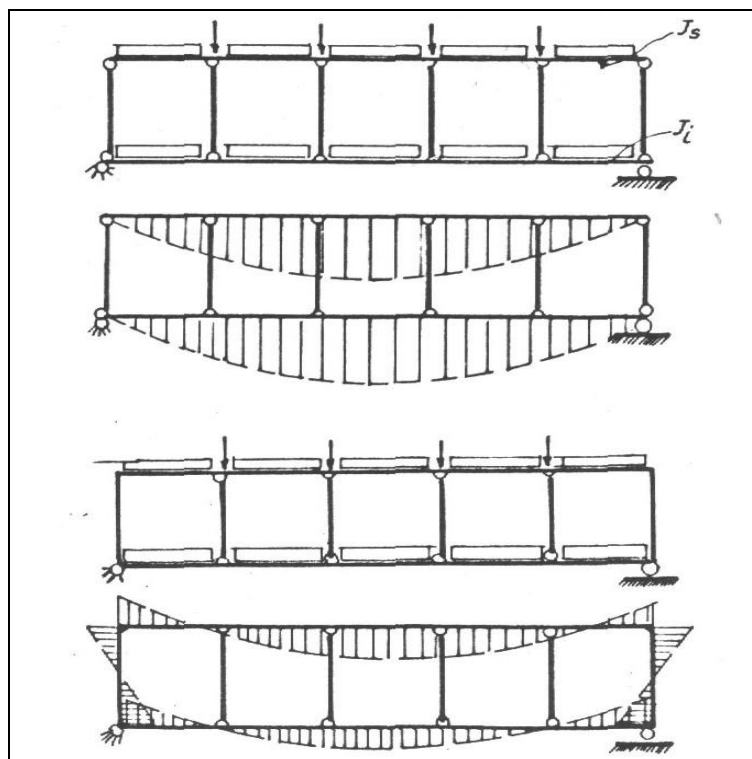
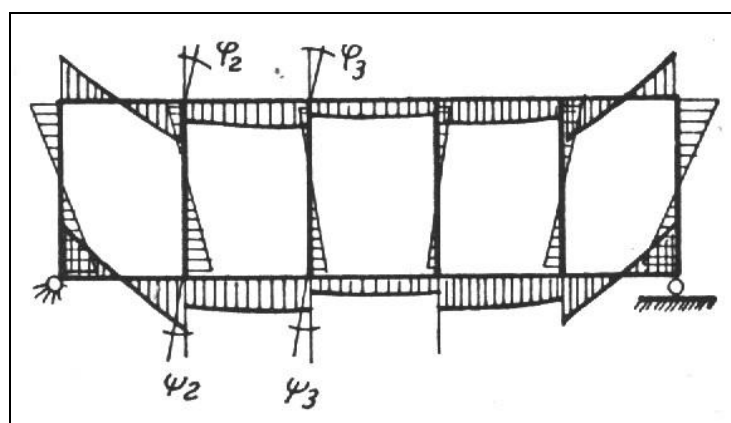


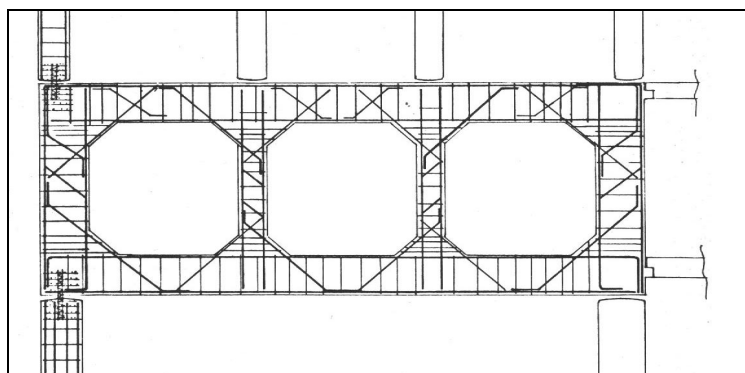
Figura 59

Di essi il primo serve a determinare la ripartizione dei carichi tra le due travi di inerzia  $J_s$  e  $J_i$ , costituite dai due correnti ed il secondo permette di tener conto (anche se solo in forma approssimata) dell'incastro dei correnti nei montanti di estremità (che sono in genere i più rigidi).



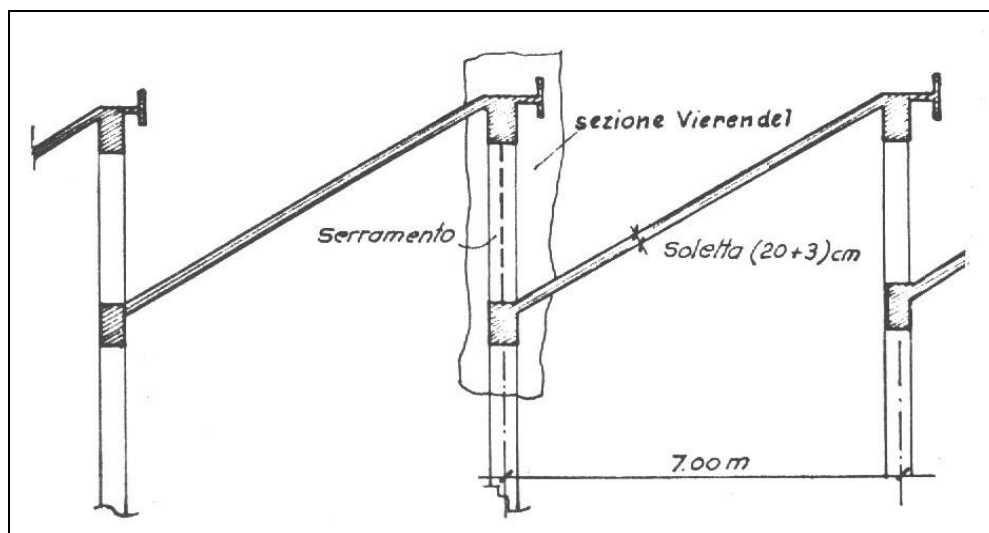
**Figura 60**

Si comprende allora quale possa essere il contributo dei montanti interni: essi, a causa delle rotazioni delle loro sezioni di estremità, di valore abbastanza prossimo fra loro (uguali, invece, se risulta  $J_s = J_i$  e un unico valore del carico applicato ai due correnti) e decrescenti verso la mezzera, sono sottoposti a momenti flettenti intrecciati, come mostra la figura 60.



**Figura 61**

In figura 61, è indicata la disposizione delle armature in una Vierendeel a tre campi; si può rilevare l'armatura dei nodi e la disposizione delle barre piegate nei correnti, ma soprattutto nei montanti soggetti a sollecitazioni taglienti molto elevate. Allo scopo di non indurre flessione nei pilastri, inferiori e superiori, rispettando fra l'altro esattamente lo schema statico assunto, si realizza una cerniera all'attacco dei pilastri nella travata, dove sono disposte le usuali armature di "frettage" a maglie fitte di piccolo diametro. Negli edifici industriali, la travata Vierendeel è gradevolmente accettata nei capannoni a shed, gettando ad esempio sulle travate una normale soletta inclinata che va dal corrente superiore di una Vierendeel al corrente inferiore di quella adiacente (figura 62).



**Figura 62**

Uno schema molto interessante è rappresentato nella figura 74: la Vierendeel contiene un tracciato di precompressione spezzato (a cavi scorrevoli), molto utile nei riguardi del regime statico e per ridurre la deformabilità della trave.

Ma si può anche avere la precompressione con tracciati contenuti nelle aste della Vierendeel (correnti e montanti), tracciati che per essere concordanti sono

fatti comodamente rettilinei, in quanto sotto carichi applicati nei nodi i momenti flettenti hanno un andamento rettilineo<sup>6</sup>.

Il vantaggio che si ottiene con la precompressione delle aste, come si è già detto, è quello di impedire la fessurazione e di ridurre nel complesso la deformabilità della struttura.

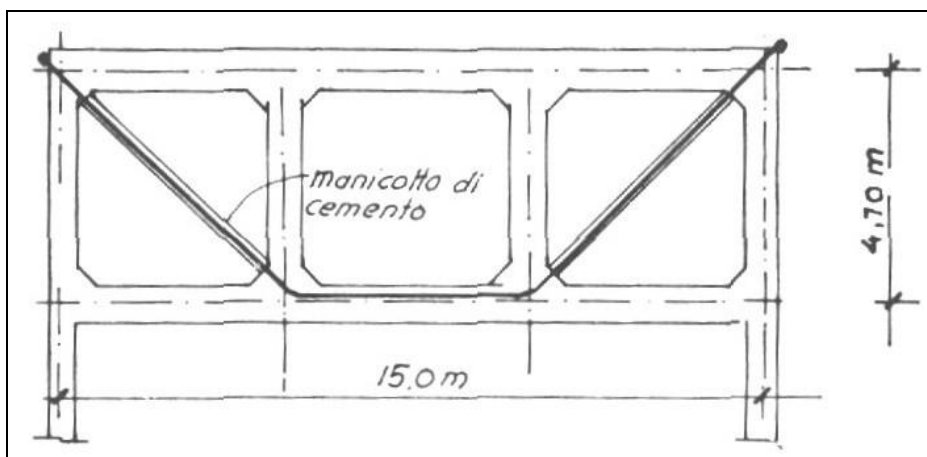


Figura 63

La trave Vierendeel conserva i due correnti (teso e compresso) tipici degli elementi inflessi, ma riduce l'anima ad una serie di montanti destinati ad assorbire il taglio; la rigidità dei nodi serve poi a sopperire all'assenza delle aste di parete. Si deve sottolineare che, siccome i montanti, prevalentemente sollecitati a taglio, non sono orientati secondo la direzione più idonea per fronteggiare tale caratteristica di sollecitazione interna, i materiali (calcestruzzo e acciaio) non sono utilizzati nel modo più razionale.

Inoltre l'alto grado di iperstaticità rende le travi Vierendeel molto sensibili alle distorsioni termiche. Tuttavia la semplicità di realizzazione rappresenta un notevole vantaggio dal punto di vista economico ed anche per la riduzione dei tempi di produzione.

<sup>6</sup> La concordanza a flessione non è accompagnata dalla concordanza assiale, ma in genere l'effetto negativo connesso a questo problema è decisamente trascurabile.



Una travatura reticolare può essere composta da due o tre conci, per il rispetto delle sagome limite imposte per legge; in genere, per campate dai 18 ai 24 m, si hanno capriate in un unico pezzo, per luci maggiori (25+30 m) in due pezzi giuntati in mezzzeria (figure 64 e 65).

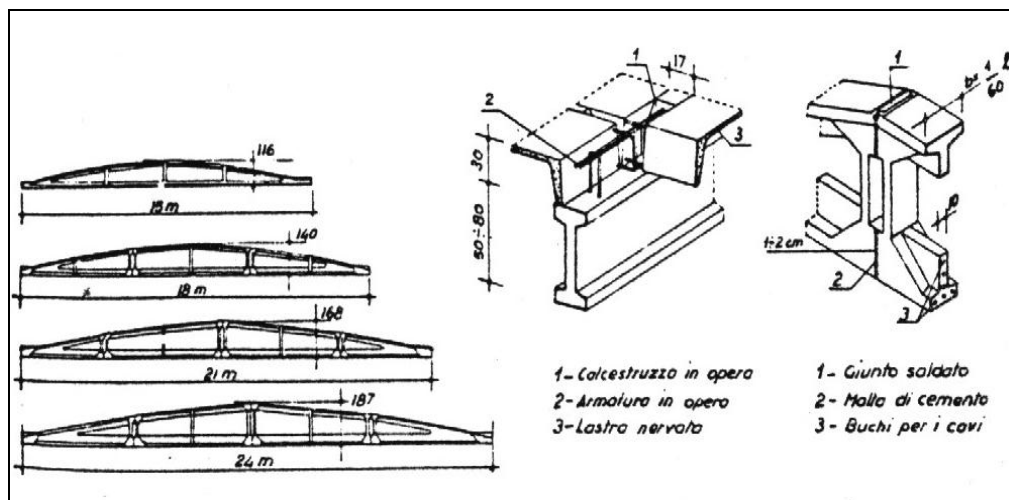


Figura 64

In effetti la casseratura viene preparata per l'intera capriata e la separazione in conci è effettuata prima del getto inserendo nelle sezioni desiderate un lamierino metallico di spessore sufficiente ad impedire che le sue deformazioni possano creare irregolarità nelle superfici tagliate.

L'assemblaggio in opera è effettuato rispettando l'ordine di produzione per avere un perfetto combaciamento delle facce separate e questo, all'atto della loro ricostruzione, garantisce dalla presenza di irregolarità e quindi di punti in cui ci sia una concentrazione di sforzi con temibili plasticizzazioni locali.

Gli assemblaggi si effettuano raramente con giunti ad umido, perché questi immobilizzano le opere di presidio provvisorio fino a quando non si è certi della raggiunta efficienza dell'unione. Si impiega invece la saldatura in opera delle barre di attesa fuoriuscenti dai singoli conci.

Esiste anche la possibilità di decomporre la struttura reticolare in pochi

elementi tra loro intercambiabili e dal cui assemblaggio, generalmente ottenuto con cavi post-tesi, è possibile risalire allo schema di progetto; per esempio, assortendo diversamente i quattro elementi della figura 65, è possibile comporre strutture reticolari la cui campata va dai 12 ai 24 m.

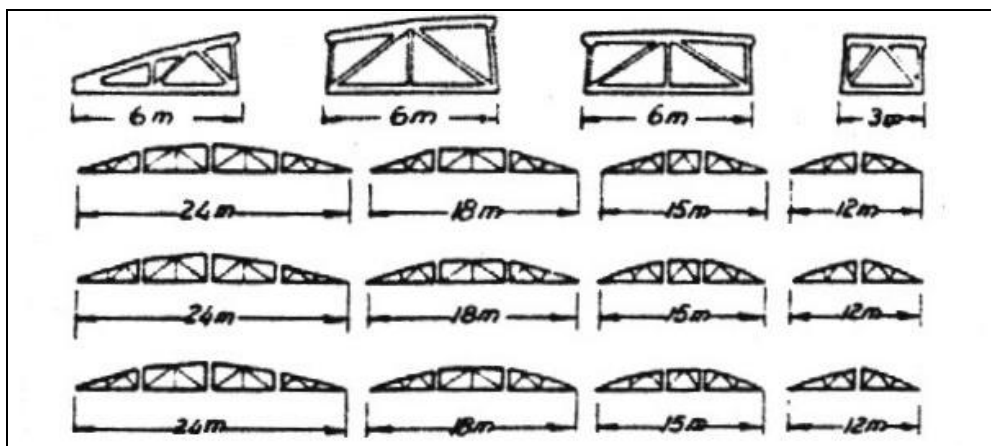


Figura 65

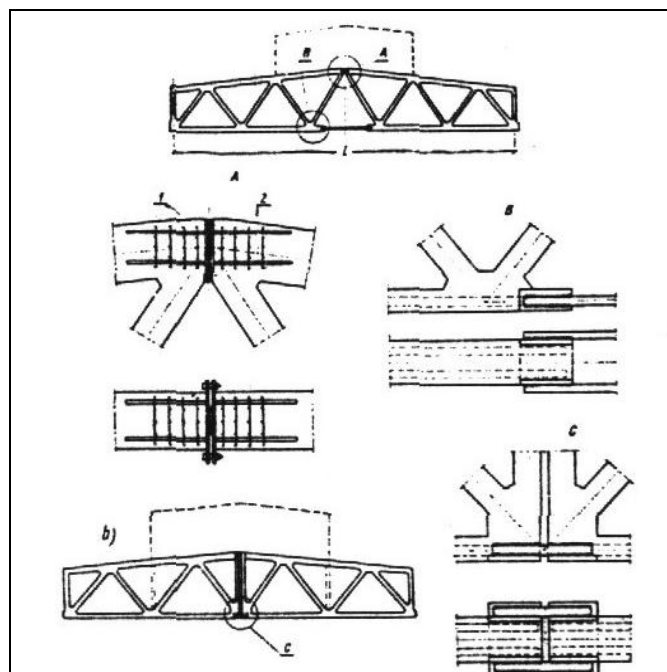


Figura 66

La divisione in conci di una struttura prefabbricata comporta dei vantaggi importanti; in fase di preparazione e getto si possono confezionare gabbie metalliche più piccole e quindi più maneggevoli e facilmente sistemabili nelle casseforme; inoltre si limitano i danni prodotti dalla vibrazione del getto che si trasmettono lungo i ferri sui calcestruzzi già vibrati ed in fase di maturazione; in fase di disarmo è possibile adoperare attrezzature più leggere e si gode di una più agevole manovrabilità all'interno dello stabilimento; in fase di trasporto è possibile impiegare mezzi usuali; in fase di montaggio i tempi sono ridotti e risulta possibile l'impiego di mezzi semoventi di minor mole e più veloci.

E' importante sottolineare che per questo tipo di soluzione strutturale è particolarmente sentito il problema della fessurazione per la presenza di un numero elevato di elementi tesi che in ambienti aggressivi diventano le parti più vulnerabili della struttura.

### **1.5 Altre soluzioni strutturali: Strutture ad arco**

Gli archi prefabbricati sono impiegati per luci di 60 m ed oltre. Essi si realizzano generalmente a direttrice circolare o parabolica; il primo tipo consente di disporre di maggiore flessibilità nell'accoppiamento della casserratura quando si passa dalla costruzione di archi di piccola luce alla costruzione di archi di grande luce. Infatti, fissato un valore del rapporto freccia-luce dell'arco, il raggio resta costante al variare della luce e quindi, per adattare le casseforme a dimensioni diverse, è sufficiente spostarle ortogonalmente all'asse dell'arco; il profilo longitudinale degli archi è piano o reticolare e di altezza costante per non perdere i vantaggi dovuti alla semplicità della casserratura. Gli schemi statici con cui si possono realizzare tali strutture sono:

- arco a tre cerniere, su imposte fisse
- arco a due cerniere ( $l/f \leq 10$ )

- arco ad una cerniera
- arco incastrato ( $l/f \leq 6$ )

Gli schemi di arco incastrato e quello di arco a una o due cerniere si ottengono a partire da un arco a tre cerniere (una in chiave e due all'imposta) per successiva sigillatura con calcestruzzo gettato in opera rispettivamente di tutta, di due, di una cerniera. Il funzionamento effettivo delle cerniere deve essere valutato attentamente dato che, specialmente se realizzate in cemento armato, possono incontrare sensibili resistenze di attrito. L'arco incastrato a sezione cava (cellulare o a cassone), costante o variabile, è impiegato per superare luci notevoli grazie all'impiego razionale del materiale.

Generalmente la prefabbricazione degli archi in officina si esegue su un terrapieno o su una superficie incassata nel terreno ed avente la stessa curvatura della struttura che si intende realizzare (figura 67).

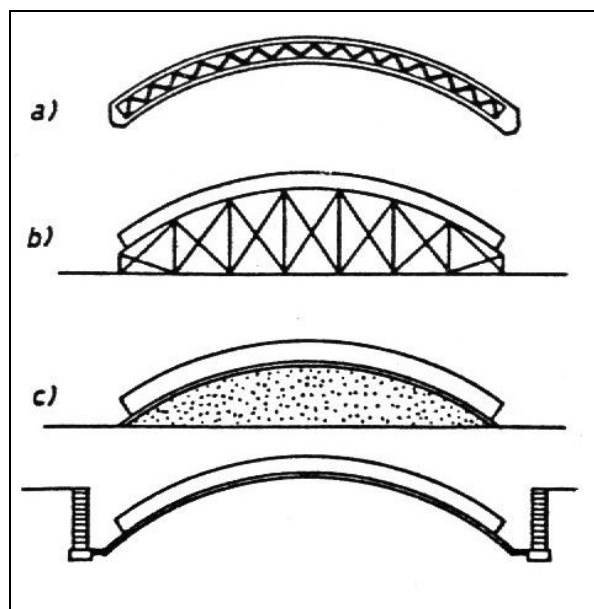


Figura 67

Il raddrizzamento si esegue agganciandoli in più punti a causa dei momenti

torcenti che possono nascere; il sollevamento, in base alla luce, è effettuato prendendo l'elemento in due o quattro punti al di sopra del suo baricentro per evitare il ribaltamento laterale. Durante la fase di montaggio, l'arco deve essere considerato e calcolato come trave.

Il calcolo statico di un arco prefabbricato segue da vicino tutte le fasi che l'elemento attraversa, nelle diverse condizioni di vincolo e di carico, dal raddrizzamento all'esercizio; si deve inoltre verificare la stabilità dell'equilibrio elastico (oltre che nella fase di montaggio) nello stato di esercizio. Spesso è determinante la stabilità in fase di montaggio durante la quale l'arco, gravato dal suo peso, non è ancora irrigidito dalla copertura. La curva d'asse di un arco, per ridurre la caratteristica flettente dei carichi esterni, è tracciata quale funicolare di una delle seguenti condizioni di carico: solo peso proprio, essendo questo prevalente sul sovraccarico, o peso proprio più metà del sovraccarico esteso in modo uniforme sull'intera luce.

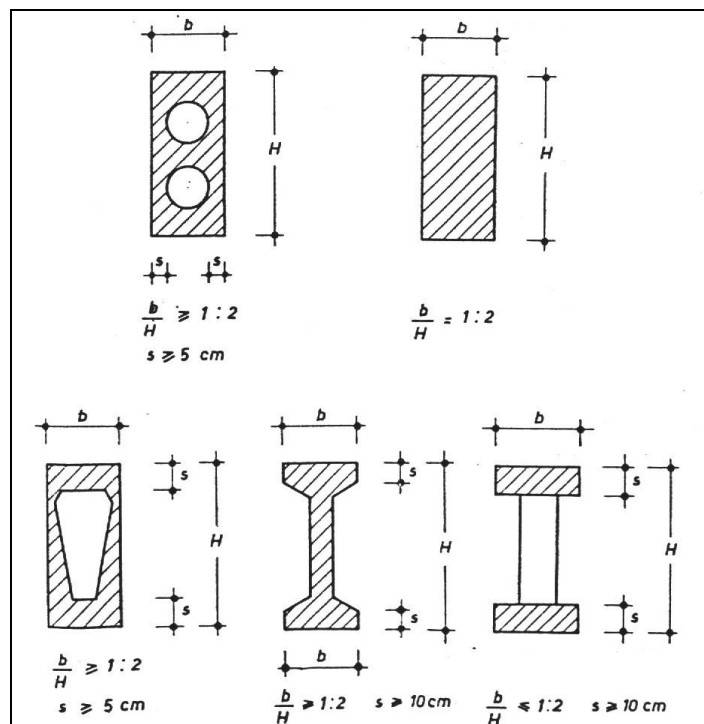


Figura 68

La sezione trasversale è dunque sollecitata prevalentemente a sforzo normale, per tale motivo fino ad una luce di 30 m si adottano sezioni rettangolari, per luci maggiori, volendo diminuire il peso proprio senza indebolire la resistenza, si ricorre alle sezioni cave o archi reticolari, mentre si ricorre a sezioni a T nel caso in cui si presenta la necessità di dover sopportare notevoli sollecitazioni flettenti, per esempio dovute al vento (vedi figura 68).

Negli anni '60 poi ha cominciato a diffondersi la tipologia a conci precompressi mediante cavetti fatti passare attraverso opportuni fori lasciati nel getto: questo sistema permetteva di realizzare, entro certi limiti, archi di varia lunghezza usando un numero diverso di conci uguali.

La precompressione era fatta nel cantiere di prefabbricazione formando i due semiarchi della luce richiesta, mentre in opera si provvedeva al montaggio dei due semiarchi facendoli contrastare in chiave su una cerniera di montaggio che successivamente poteva o meno essere chiusa.

Nel caso di archi sensibilmente snelli, inoltre, è possibile incorrere in problemi di instabilità assiale nel piano<sup>7</sup>. Il valore del carico critico  $q_{cr}$  crea in un arco una spinta orizzontale  $H_{cr}$  capace di far coesistere alla sola deformata per accorciamenti anche una deformata inflessa. Lo studio della stabilità dell'equilibrio elastico degli archi può essere condotto nelle ipotesi:

- a) che la sagomatura iniziale dell'arco sia stata fatta secondo la funicolare del suo peso  $q$  passante per le imposte e per la chiave, in modo da garantire l'assenza della caratteristica flettente;
- b) che il passaggio dalla configurazione deformata per soli accorciamenti a quella diramata avvenga senza variazioni di lunghezza. Questo comporta che lo sforzo assiale e quindi la spinta  $H$  siano costanti;
- c) che l'arco non sia molto ribassato.

Si deve sottolineare che, finché lo sforzo assiale è piccolo in confronto al suo valore critico, si può trascurare l'influenza che esso ha sulla flessione e

---

<sup>7</sup> Normalmente gli archi sono vincolati trasversalmente per evitare problemi di instabilità laterale, mentre occorre sempre verificare la stabilità dell'equilibrio elastico nel proprio piano.

prescindere, quindi, dalla deformazione dell'arco nel determinare le tensioni. Nel caso però di archi snelli e di lunga corda lo sforzo assiale può raggiungere il valore critico: in questo caso diventa importante la sua incidenza sulla flessione e nell'analisi delle tensioni occorre tener conto della deformazione della struttura.

Tuttavia nel campo di validità dell'ipotesi b), la letteratura tecnica fornisce per il carico critico dei valori diversi anche se non eccessivamente discordanti tra loro.

Il carico critico di un arco parabolico a sezione costante è dato dalla relazione

$$q_{cr} = \gamma^* \cdot \frac{EI}{l^3} \quad (*)$$

dove i valori di  $\gamma^*$  sono valutati in funzione della monta ( $f/l$ ) e per un arco incastrato, ad una, a due, a tre cerniere sono riportati nella Tabella 1. Per l'arco a tre cerniere il valore di  $\gamma^*$  è relativo ad una deformata simmetrica; nel caso in cui esso risulti più alto del corrispondente valore relativo all'arco a due cerniere, è quest'ultimo che si assume come carico critico.

Tabella 1

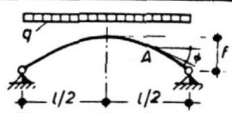
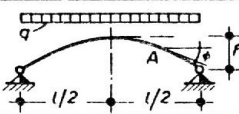
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">ARCO PARABOLICO A SEZ. COSTANTE</div>  </div>				
$\frac{f}{l}$	senza cerniere	una cerniera	due cerniere	tre cerniere
0,1	60,7	33,8	28,5	22,5
0,2	101	59	45,4	39,6
0,3	115	—	46,5	46,5
0,4	111	96	43,9	43,9
0,5	97,4	—	38,4	38,4
0,6	83,8	80	30,5	30,5
0,8	59,1	59,1	20,0	20,0
1,0	43,7	43,7	14,1	14,1

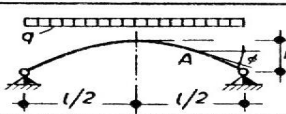
Tabella 2

<div> <div>ARCO PARABOLICO</div>  </div>				
$\frac{f}{l}$	senza cerniere	una cerniera	due cerniere	tre cerniere
0,1	65,5	36,5	30,7	24
0,2	134	75,8	59,8	51,2
0,3	204	—	81,1	81,1
0,4	277	187	101	101
0,6	444	332	142	142
0,8	587	497	170	170
1,0	700	697	193	193

Nel caso di un arco parabolico, sempre caricato in modo uniforme, di sezione trasversale rettangolare avente spessore costante ed altezza variabile proporzionalmente alla  $\sec \varphi$  (con  $\varphi$  angolo tra l'orizzontale e la tangente all'asse dell'arco) si può ancora impiegare la (\*). In tal caso  $I$  è il momento d'inerzia della sezione trasversale in chiave ( $\varphi=0$ ) ed i valori di  $\gamma^*$  si ricavano dalla Tabella 2.

Nella Tabella 3 sono riportati, invece, i valori di  $\gamma^*$  per archi a catenaria di sezione costante, uniformemente caricati.

Tabella 3

<div> <div>ARCO A CATENARIA A SEZIONE COSTANTE</div>  </div>		
$\frac{f}{l}$	senza cerniere	due cerniere
0,1	59,4	28,4
0,2	96,4	43,2
0,3	112,0	41,9
0,4	92,3	35,4
0,5	80,7	27,4
1,0	27,8	7,06



Un problema particolarmente sentito per archi e volte prefabbricati a direttrice curvilinea è quello della spinta orizzontale che nasce all'imposta. Tale spinta, a volte molto elevata, non può essere fatta assorbire agli elementi verticali e quindi la soluzione maggiormente adottata consiste nel realizzare gli archi (e le volte) a spinta eliminata.

Generalmente si impiegano semiarchi circolari con reticoli di alleggerimento incernierati in chiave e semplicemente appoggiati al piede su travi portanti, la spinta è eliminata da una catena disposta al piede dell'arco stesso; in figura 83 è rappresentato un arco parabolico reticolare a spinta eliminata che in genere si adotta per coperture leggere. Le catene sono costituite da barre d'acciaio di grosso diametro sostenute alla volta mediante tondi di piccolo diametro ( $\phi 10 \div 12$ ), per ridurre le flessioni da peso proprio e da eventuali carichi appesi, e munite di uno o più tenditori.

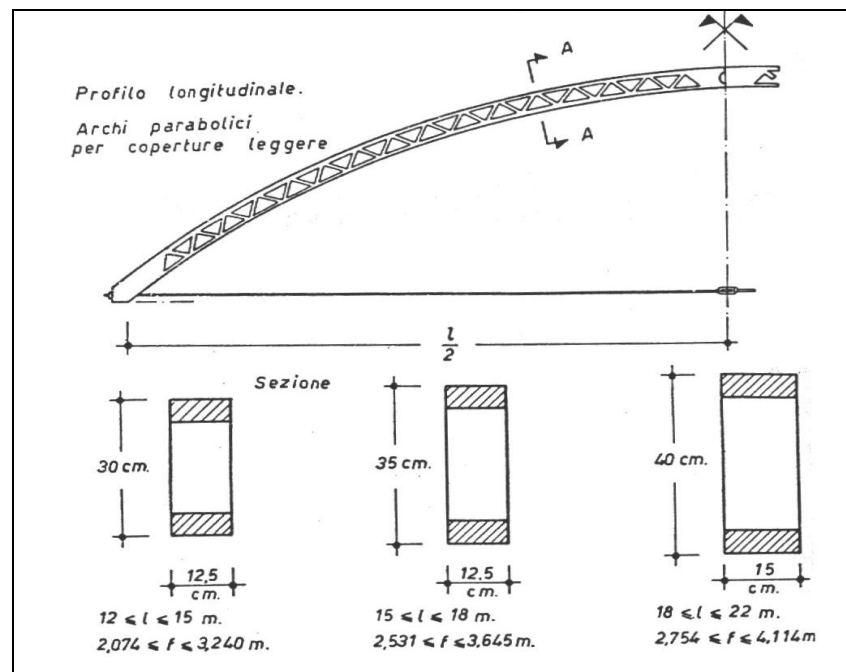


Figura 69

Tabella 4

CARATTERISTICHE TENDITORI IN RAPPORTO AI TIRANTI (Filettatura Whitworth)					
$\varnothing_e$		$\varnothing_i$	P	A	$\varnothing$
pollici	mm.	mm.	mm.	cm <sup>2</sup>	mm.
5/8	15,87	12,92	2,31	2,04	10 ÷ 12
3/4	19,05	15,80	2,54	3,11	14
7/8	22,23	18,61	2,82	4,22	16 ÷ 18
1"	25,40	21,33	3,17	6,41	20
1 1/8"	28,57	23,93	3,63	6,93	22
1 1/4"	31,75	27,10	3,63	9,33	24 ÷ 26
1 3/8"	34,92	29,50	4,23	11,40	28
1 1/2"	38,10	32,68	4,23	13,35	30 ÷ 32

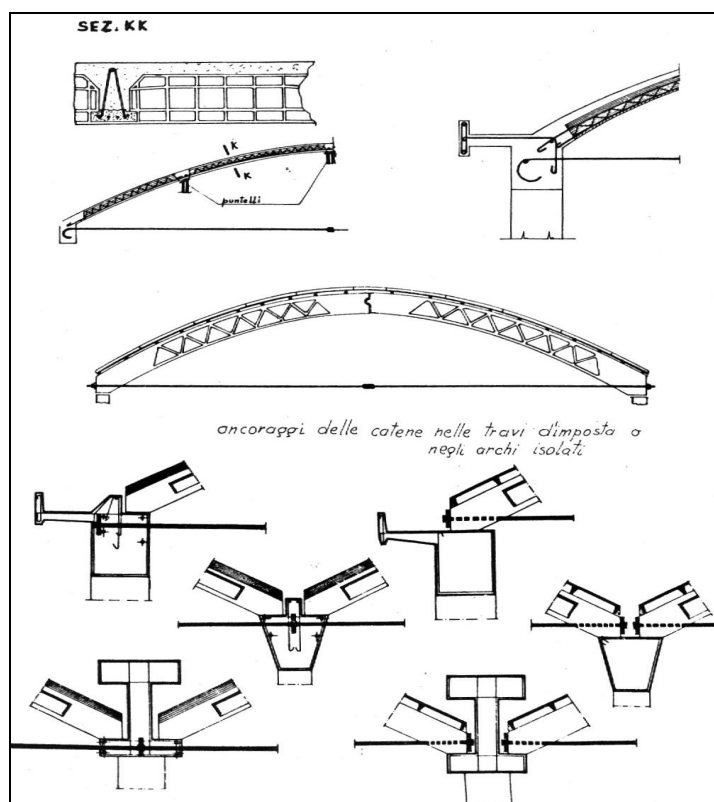


Figura 70

I tenditori, oltre che servire a mettere in leggero tiro la catena prima del disarmo della volta, hanno la funzione di permettere la giunzione dei tratti di catena, tratti che con tondi di  $\phi 20 \div 28$  possono essere lunghi al massimo sui 10-15 m, a seconda del diametro. Le estremità delle barre sono filettate con un'adeguata rizollatura, tale che il diametro interno della filettatura non sia mai inferiore a quello del tondo impiegato. Nella tabella 4 si riportano le caratteristiche dei tenditori adoperati dalla R.D.B.

Gli archi isolati possono essere a soletta oppure isolati con elementi secondari di copertura; in figura 70 sono riportati gli esempi più comuni di ancoraggio delle catene nelle travi d'imposta o negli archi isolati.

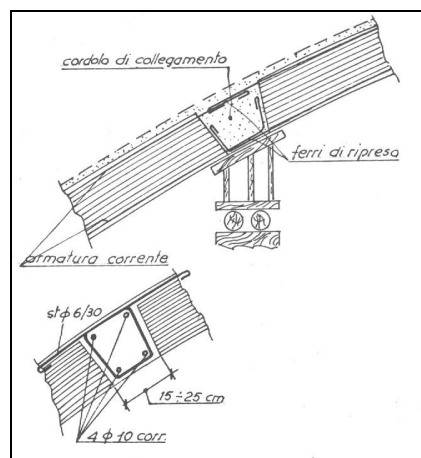


Figura 71

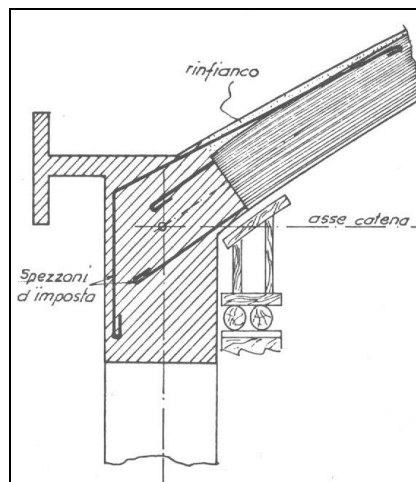


Figura 72

La volta é realizzata poggiando in opera più pezzi prefabbricati (a travetti o a pannelli) da cui escono i ferri di ripresa ricoperti con il getto di completamento che forma il cordolo; questo funziona anche come travetto di ripartizione dei carichi di volta. Il cordolo è armato generalmente con 4  $\phi 8 \div 10$  longitudinalmente e staffe  $\phi 6/30 \div 35$  cm, come indicato in figura 71. All'imposta della volta, nei

travetti che vengono successivamente gettati in opera, si dispongono spezzoni di armatura e di collegamento e si ottiene il collegamento mostrato in figura 72.

Se si hanno delle travi di collegamento tra i vari archi, prevalentemente conformate a T, la struttura si comporta come ha una volta monolitica (molto utile nella distribuzione di eventuali carichi concentrati).

Nelle volte ad archi isolati il compito di distribuire i carichi longitudinalmente è affidato al getto di sigillatura dei tavelloni o delle coppelle, che poggiano sui due archi posti ad interasse  $i$  ed all'eventuale rete metallica.

In questo tipo di strutture le catene possono attraversare l'arco all'imposta e sono fissate all'estradosso con un bullone ed una piastra di ripartizione (figura 73). Gli archi, posti ad un interasse che può variare tra 1 e 2.5 m, sono semplicemente appoggiati alle travi e trasmettono ad esse solo azioni verticali<sup>8</sup>. Per evitare problemi di eccentricità delle forze si fa in modo di far incontrare l'asse della catena e quello dell'arco sulla verticale passante per il baricentro della sezione della trave su cui poggia l'arco stesso.

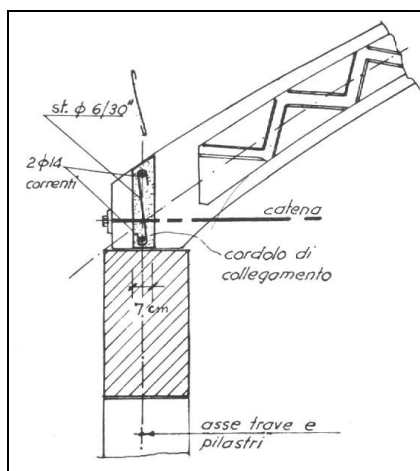


Figura 73

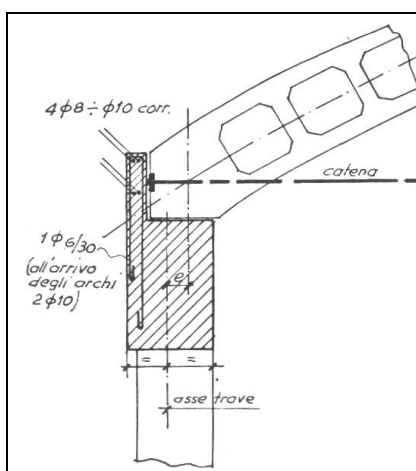


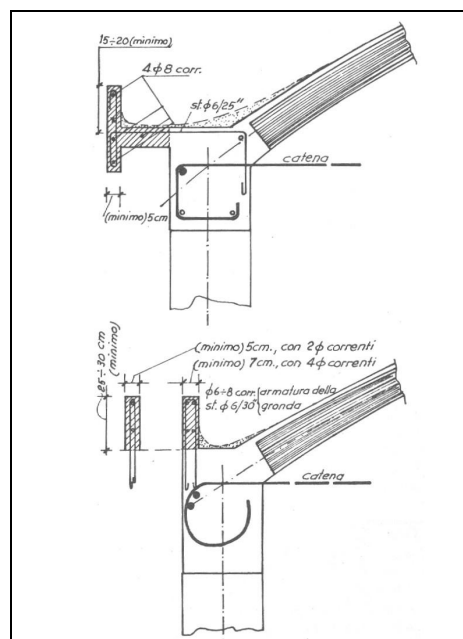
Figura 74

<sup>8</sup> Se l'attrito all'appoggio degli archi riuscisse ad impedire ogni scorrimento degli archi sulle travi e se le strutture d'imposta fossero infinitamente rigide, la spinta orizzontale sarebbe sorretta dalle sole strutture d'imposta proprio per effetto dell'attrito, senza alcun contributo delle catene. Ma le strutture d'imposta sono elastiche e molto meno rigide della catena, cosicché, se anche l'attrito dovesse tenere, la spinta deve considerarsi sorretta quasi esclusivamente dalle catene.

Spesso é realizzata un'ala sporgente dalla trave d'imposta per contrastarvi l'arco durante la fase transitoria di montaggio, prima di mettere in tiro la catena: la disposizione é quella di figura 74, che comporta talvolta piccole eccentricità per la trave in fase di esercizio.

Abbiamo visto come la catena abbia un ruolo fondamentale per il funzionamento delle strutture ad arco; essa deve essere assolutamente in grado di assorbire la spinta orizzontale prodotta all'imposta, infatti non sussiste altra possibilità di equilibrio, data l'incapacità delle strutture principali d'imposta di sostenere le elevate spinte orizzontali che nascono con questi elementi strutturali. Di conseguenza é evidente come lo stato di conservazione della catena debba essere garantito in qualsiasi condizione ed in qualsiasi ambiente di lavoro.

Nelle volte ad archi isolati non vi é alcun problema per l'ancoraggio delle catene, date le modalità costruttive per cui ogni arco porta ancorata la sua catena; invece nelle volte a soletta il problema deve essere esaminato distinguendo l'ancoraggio di perimetro da quello interno.



**Figura 75**

Il primo viene formato risvoltando la catena nella trave di perimetro attorno ad una barra trasversale, che fa da chiave ed ha una sezione circa pari a quella della catena, oppure a due barre molto vicine, di sezione unitaria almeno pari alla metà di quella della catena (figura 75).

Invece, per l'ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo, sulle quali si imposta una volta da entrambi i lati, si può anche avere il caso di catena passante continua, senza alcun ancoraggio, poiché, se le volte sono nella stessa situazione, la spinta dell'una è uguale a quella dell'altra e quindi non occorre trasmettere alcuna forza fra le catene e la struttura d'imposta: ad esempio nello schema di figura 76 il tiro prodotto in A sulla catena da parte della volta perimetrale risulta equilibrato da quello prodotto in B dall'ultima volta.

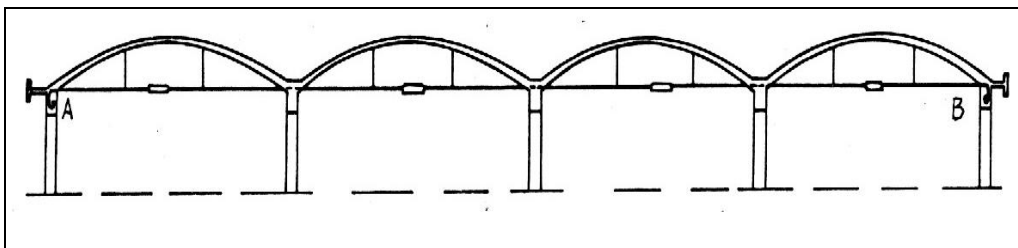


Figura 76

Ovviamente questa disposizione è corretta in esercizio a volte tutte ugualmente caricate, ma non è molto adottata proprio perché tale condizione di carico in pratica non si verifica mai ed esiste sempre una differenza di carico tra le varie campate, e dunque potrebbe risultare insufficiente nella fase di esercizio: occorrerebbe controllare, altrimenti, che l'aderenza in corrispondenza dell'appoggio sia in grado di trasmettere la spinta prodotta (pari alla differenza di spinta tra le due campate adiacenti) oppure è possibile che il compito di assorbire tale azione sia affidato ad una piastra saldata alla catena o qualche altro dispositivo per poterla trasmettere.

Per le dimensioni delle volte isolate a soletta in laterizio e calcestruzzo si può dire che lo spessore, per sovraccarichi di finiture e meteorici normali, sia di circa

---

0.8 cm per ogni metro di luce B, più la cappa soprastante di calcestruzzo che è generalmente di 2 ÷ 3 cm: i quantitativi d'armatura  $n_a$  (kg/m<sup>2</sup> di proiezione orizzontale), per carichi accidentali, sono all'incirca dell'ordine di 0.25 ÷ 0.40B (la luce espressa in metri), escluso il peso delle catene. Per quanto detto sopra, il peso proprio di questa struttura a volta di luce B, di tipo a soletta, risulta mediamente espresso dalla relazione

$$g=(0.011 \cdot B+0.050) \text{ t/m}^2$$

in proiezione orizzontale.





---

## *Capitolo II*

# **I collegamenti strutturali**

## **2.1 Aspetti generali**

La caratteristica principale che distingue le strutture prefabbricate da quelle gettate in opera è costituita dalle unioni tra i diversi elementi strutturali. Esse vengono realizzate necessariamente in opera ed è quindi indispensabile che siano concepite ed eseguite in modo da rispecchiare fedelmente gli schemi di calcolo ipotizzati in fase progettuale; ai fini pratici sarebbe poi opportuno, nella stessa costruzione, avere tutti gli accoppiamenti di uno stesso tipo uguali tra loro, affinché la loro esecuzione possa avvenire con gli stessi metodi e le stesse apparecchiature ausiliarie. Per soddisfare anche le esigenze di montaggio, infine, devono garantire semplicità e velocità esecutiva e devono consentire le tolleranze necessarie senza, ovviamente, mettere in pericolo l'integrità della costruzione.

E' possibile fare una classificazione delle unioni in base a diversi criteri: secondo l'esecuzione costruttiva, secondo i materiali, secondo l'azione statica trasmessa, secondo gli organi di collegamento, secondo gli elementi strutturali da collegare. Proprio quest'ultimo criterio di classificazione è sembrato il più semplice e quindi il più opportuno, anche se è necessario, per ogni tipologia individuata, sottolineare le ulteriori differenze che esistono in virtù di altre caratteristiche quali l'efficienza statica, valutata mediante i legami esistenti fra le

componenti di sforzo e di deformazione dei vincoli formati e dalla “misura” di tali legami, le modalità di esecuzione dell’unione, sia per il tipo dei materiali impiegati, sia per i tempi in cui l’unione viene eseguita, e l’azione statica che essi sono in grado di trasmettere.

Per quanto riguarda il tipo di legame sforzo-deformazione le conoscenze a disposizione sono per lo più indicative, poiché la sua natura può essere individuata con maggior precisione solo da indagini sperimentali: si possono avere legami di tipo lineare, almeno per valori limite di sforzo o di deformazione, o addirittura legami del tutto privi di linearità, ed alcune volte è possibile associare al collegamento un comportamento approssimato a quello dei corpi elasto-plastici alla Tresca-De Saint Venaint. Per misurare l’efficienza statica di un vincolo, collocato in una sezione della struttura, è dato dal rapporto  $w=100(\lambda_0-\lambda)/\lambda_0\%$  detto grado di vincolo;  $\lambda$  rappresenta la deformazione relativa che si ha nell’unione (nella direzione del vincolo in oggetto) e  $\lambda_0$  la corrispondente deformazione per una completa inefficienza del vincolo. Anche se  $w$  dipende dalle sollecitazioni applicate, esso resta molto significativo, essendo il suo valore compreso tra 0, nel caso di assenza di vincolo ( $\lambda=\lambda_0$ ), e 100, nel caso di vincolo perfetto ( $\lambda=0$ ).

Da un punto di vista applicativo è possibile definire il comportamento di un collegamento ritenendo che si abbiano giunti che ripristinano la continuità (incastri) quando sia almeno  $w=0.9\div 0.95$ , mentre possono essere considerati giunti inefficienti nei confronti della sollecitazione interessata (cerniera nei confronti dei momenti flettenti) quando sia per esempio  $w<0.15$ .

E’ inoltre noto che le unioni vengono definite “ad umido” quando in opera si realizza un getto, anche parziale, di malta o di conglomerato, altrimenti sono dette “a secco”. Le prime consentono di ottenere monoliticità maggiore rispetto alle unioni a secco, ma le seconde consentono un trasferimento più immediato delle sollecitazioni e soprattutto riducono le cause accidentali di sollecitazione connesse agli errori di produzione degli elementi ed agli errori di montaggio, in quanto impongono tolleranze minori.

Una terza modalità di unione è quella che utilizza collanti a base di resine epossidiche; tale tipo di unione ha alcuni dei vantaggi caratteristici delle unioni a secco, come il trasferimento immediato delle sollecitazioni e la capacità di ridurre gli errori di montaggio, anche se in misura inferiore rispetto alle unioni a secco.

Tuttavia è importante ricordare che per l'impiego delle resine epossidiche comporta delle problematiche specifiche, quali ad esempio un'accurata scelta del tipo di resina e di indurente in relazione alle modalità di esecuzione, ai tempi di indurimento ed alla temperatura alla quale avviene l'indurimento. Le resine epossidiche presentano una notevole caduta di resistenza se esposte ad elevate temperature, e questo aspetto può rappresentare un serio pericolo in caso di incendio.

Alla luce di quanto esposto in precedenza, di seguito sono riportate in dettaglio le tipologie in cui è possibile classificare i collegamenti esistenti.

## **2.2 Unioni pilastro-fondazione**

Generalmente gli elementi di fondazione sono gettati in opera, perché, dovendosi adattare alle caratteristiche geotecniche in sito variabili di zona in zona, non si prestano bene ad una prefabbricazione, anche se una prefabbricazione parziale rende più comoda e precisa la loro esecuzione.

In relazione al grado d'incastro che è possibile realizzare, le unioni pilastro-fondazione possono essere suddivise in articolate, semiarticolate e rigide: a ciascuna delle tre classi è possibile assegnare un dato valore del grado di incastro, considerando articolate quelle unioni cui compete un valore di  $w$  prossimo a 0, rigide, invece, le unioni che garantiscono un  $w$  circa pari a 100 e limitando a considerare semiarticolate quelle unioni in cui il grado di incastro assume un valore intermedio, tuttavia entro un intervallo non troppo ampio.

### **a) unioni articolate**

Unioni tra pilastro e fondazione di tipo cerniera si presentano molto raramente ed in genere solo con i telai a due o tre cerniere. La figura 77 mostra un

esempio di unione ad umido in cui la cerniera è realizzata con l'incrocio delle barre di armatura; tale soluzione consente di trasmettere azioni orizzontali anche molto elevate, ma richiede un considerevole quantitativo di armatura metallica.

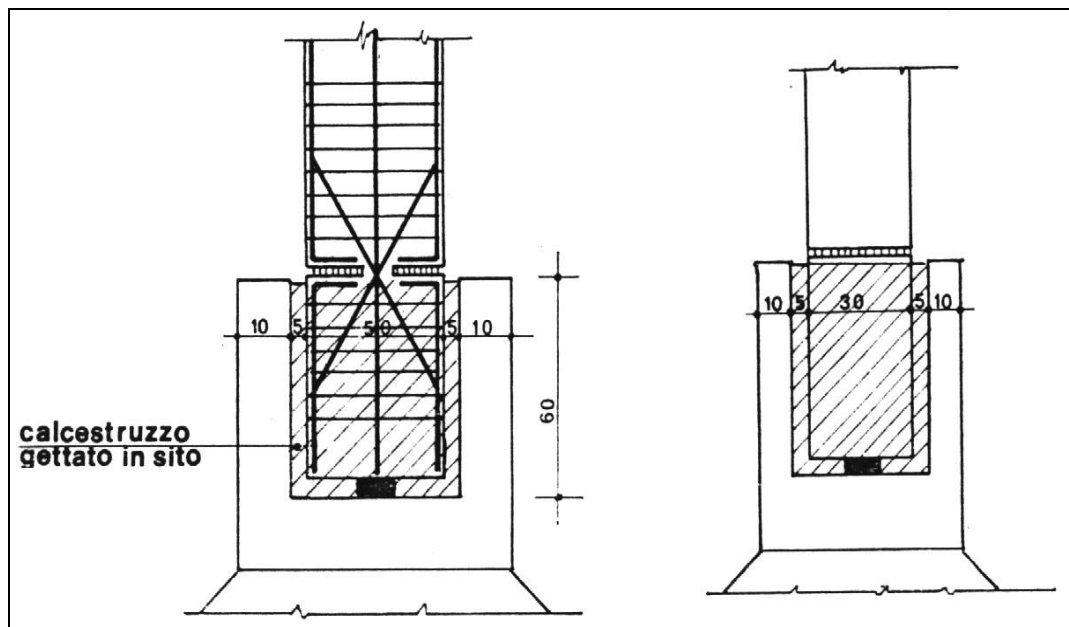


Figura 77

Nella figura 78 e nella figura 79 vi sono altri due esempi di unioni ad umido che presentano disposizioni più semplici ma che richiedono l'impiego di puntelli provvisori durante il montaggio. Nel caso in cui tali cerniere si possono considerare come cerniere ad attrito, la forza orizzontale  $H$  ammissibile è data dalla relazione  $H=cV^*/\gamma$ , dove  $V^*$  è la corrispondente azione verticale (di calcolo),  $c$  è il coefficiente di attrito e  $\gamma$  un adeguato coefficiente di sicurezza (risultante da attente valutazioni sperimentali).

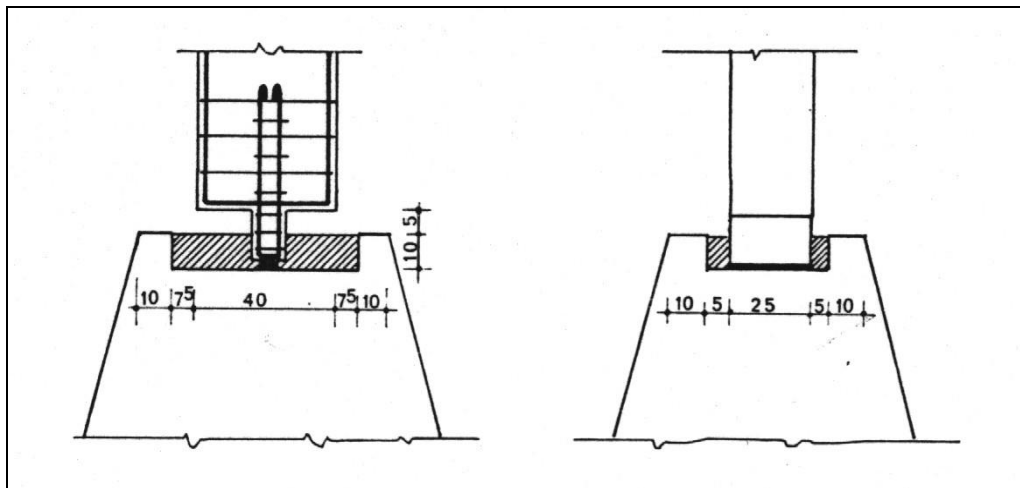


Figura 78

Per l'unione di figura 2 si deve anche verificare che l'appendice in cemento armato che esce dal pilastro per formare la cerniera sia capace di sopportare la risultante  $R$  delle azioni verticali scaricata al piede del pilastro.

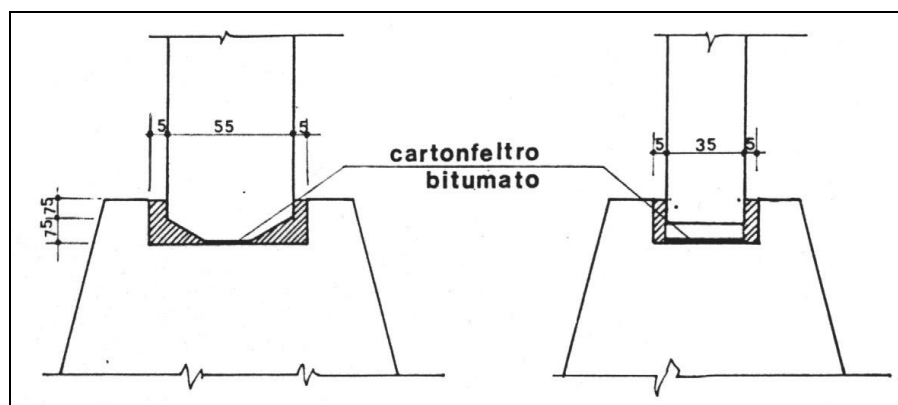
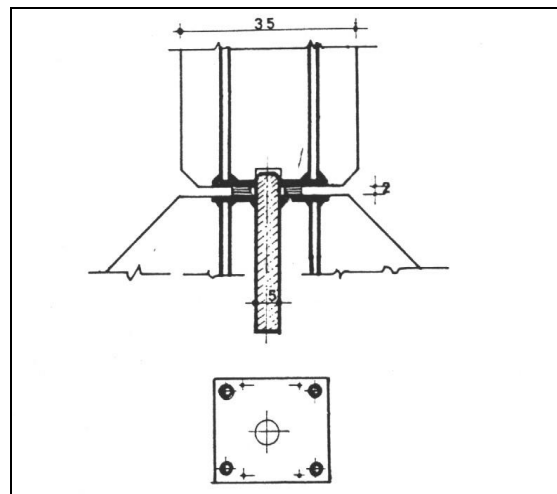


Figura 79

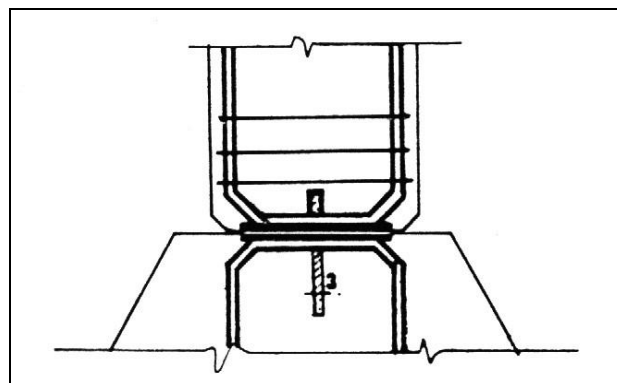
In effetti il valore di  $H$  potrebbe assumersi anche maggiore, dato che il pilastro riceve comunque un piccolo grado di incastro nella scanalatura di fondazione, ma, per effetto del ritiro del calcestruzzo usato per il getto e per i movimenti della struttura, questo piccolo effetto incastro si perde del tutto ed il

vincolo risulta formato quasi esclusivamente dall'attrito. Infatti, nella figura 79, il buon funzionamento della cerniera è assicurato dal distacco del getto di riempimento dalla superficie del pilastro, al punto che spesso si interpone un foglio di cartonghesso bitumato per agevolare questo distacco.



**Figura 80**

In figura 80 è riportato, invece, un esempio di unione a secco: il collare di ebanite interposto tra pilastro e fondazione consente di ottenere il funzionamento della cerniera, mentre il perno passante serve a trasmettere le azioni orizzontali.



**Figura 81**

Anche in figura 81 è rappresentata una unione a secco, ma in questo caso la cerniera è del tipo ad attrito, dato che il perno serve esclusivamente per il centraggio e la messa a piombo del pilastro; le piastre metalliche saldate tra loro danno luogo ad un'unione in grado di assorbire anche modeste quote di momento flettente. L'unione di figura 82 si utilizza quando i piedritti alla base non sono particolarmente grandi; la spinta orizzontale viene assorbita dagli angolari di acciaio profilato, direttamente bullonati al piedritto.

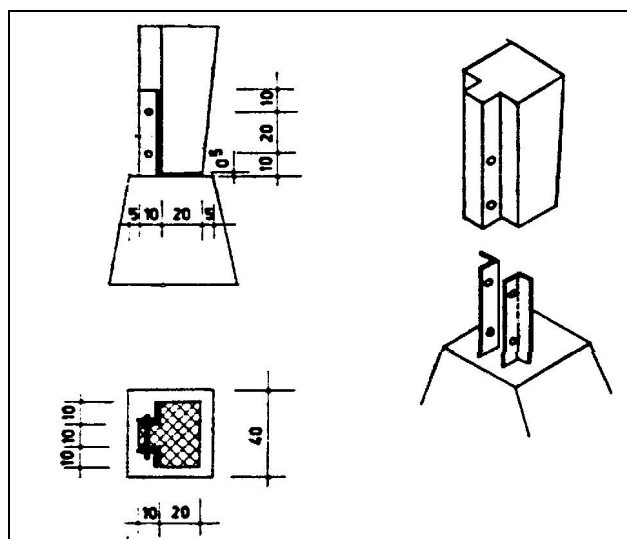


Figura 82

Quest'unione non è però da ritenersi del tutto corretta, sia nei riguardi del funzionamento, sia per l'incertezza della posizione della reazione espressa dal vincolo.

#### b) unioni semiarticolate

Gli esempi di questa tipologia di unione sono riportati secondo un ordine di incastro crescente; per quelle ad umido in figure 83 e 84, con cui si riesce ad ottenere una notevole semplicità di esecuzione introducendo le armature sporgenti dal pilastro nella scanalatura della fondazione e sigillandole poi con calcestruzzo, il grado di incastro che si riesce ad ottenere è decisamente molto modesto.

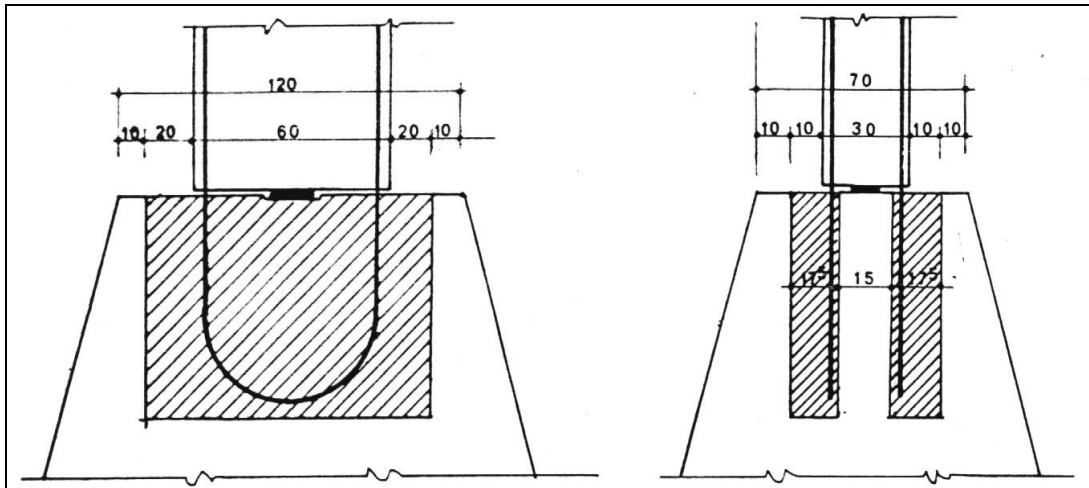


Figura 83

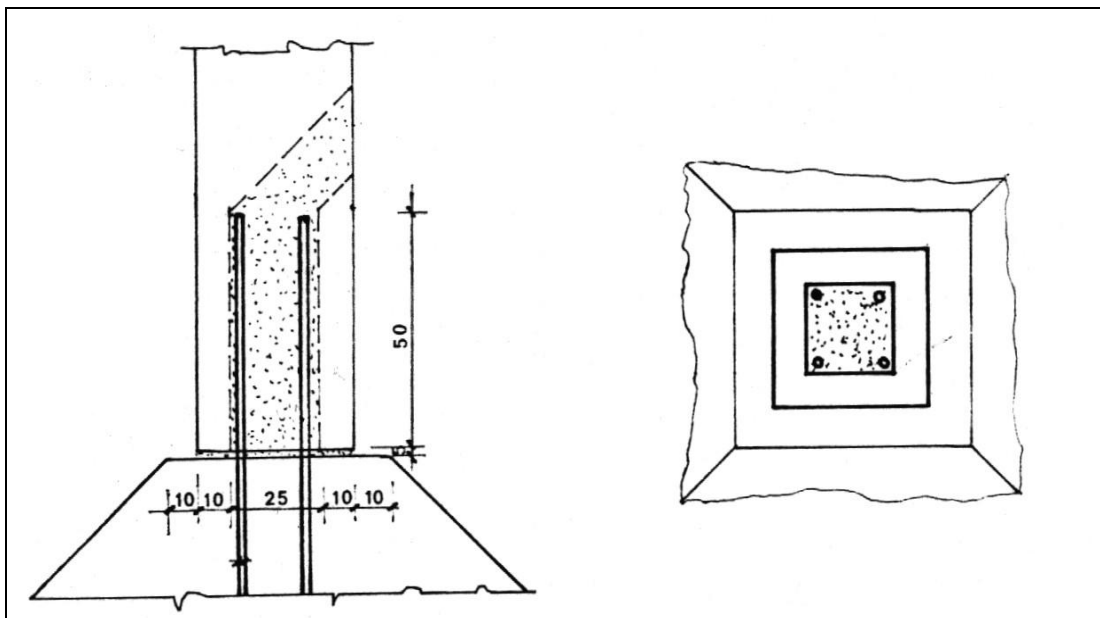


Figura 84



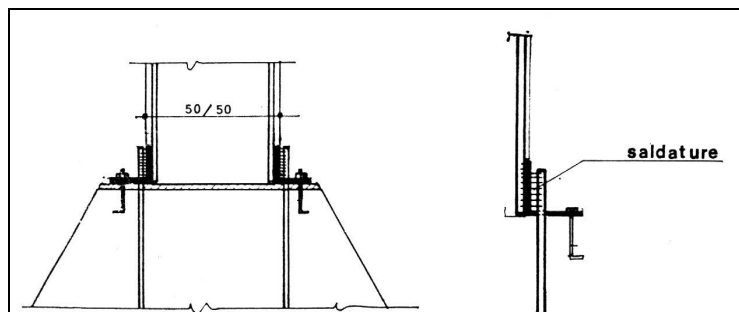


Figura 85

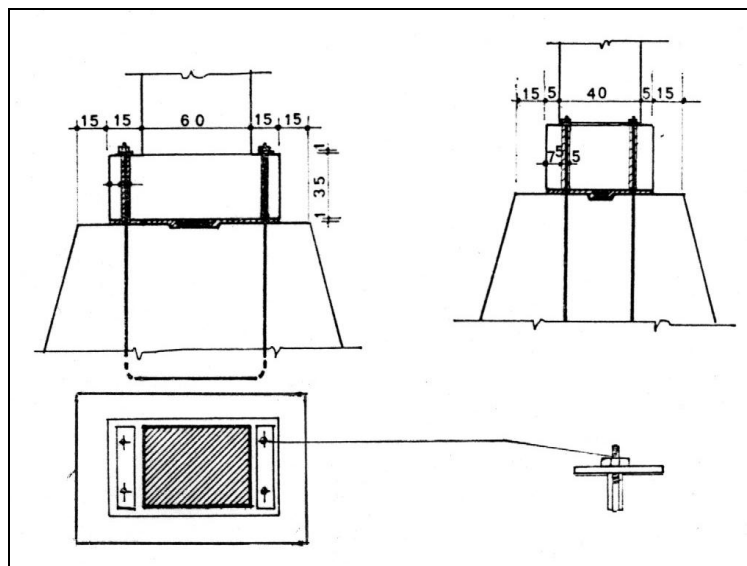


Figura 86

Nelle figure 85 e 86, che rappresentano alcuni esempi di unioni a secco, è invece assicurato un maggiore grado di incastro.

Le disposizioni costruttive di queste ultime sono simili a quelle tipiche delle costruzioni in acciaio e consentono una rapida esecuzione e la portanza immediata; la fondazione è di tipo tradizionale, senza scanalature che ne complicherebbero l'esecuzione, ma richiede il posizionamento preciso dei ferri di ripresa, cosa che si può fare, ad esempio, mediante una piastra metallica di registro.

In figura 85 l'unione tra i ferri di ripresa del plinto e i ferri dell'armatura del pilastro viene eseguita mediante saldatura con un angolare di ferro. In figura 86, invece, i ferri di ripresa uscenti dalla fondazione sono saldati o bullonati sul colletto di base del pilastro attraverso una piastra d'acciaio, ma parte della trazione a cui sono soggetti è trasmessa dalla aderenza con la malta di riempimento dei fori del colletto; per questo motivo le pareti interne dei fori devono essere scabre, ad esempio, lasciando nel getto del colletto spezzoni di tubi a spirale da estrarre dopo la sformatura: l'unione diventa allora di tipo ad umido e raggiunge la portanza finale solo quando la malta di riempimento ottiene la completa maturazione.

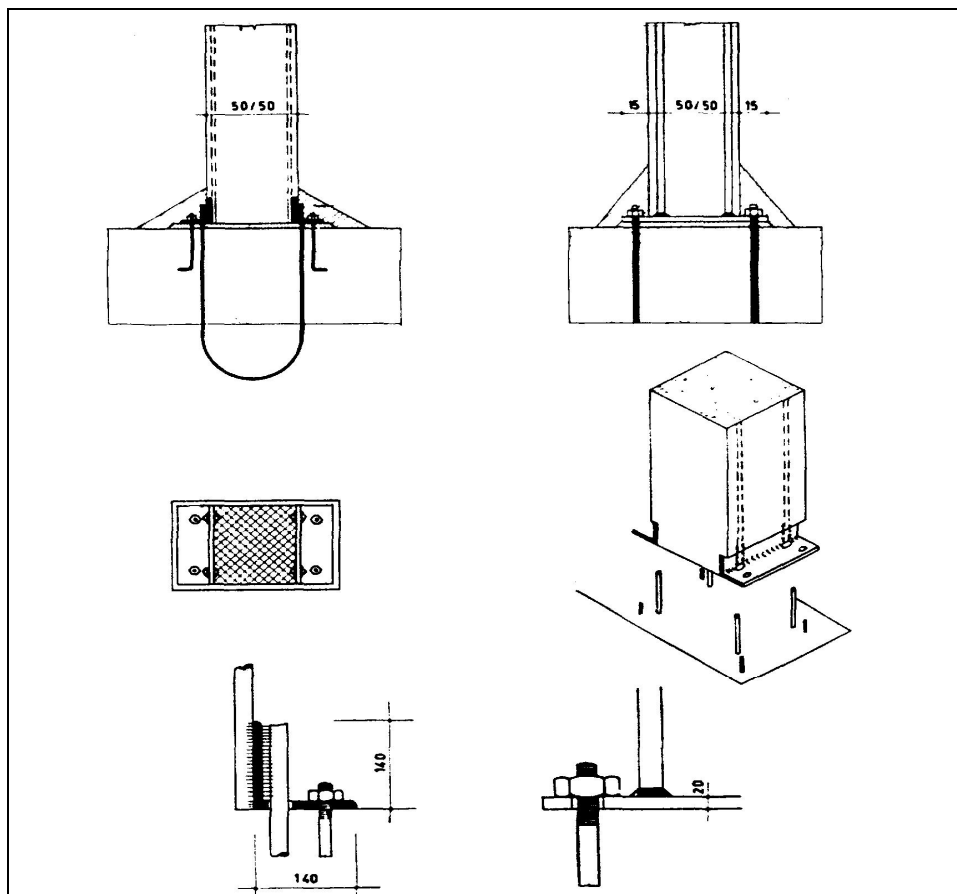


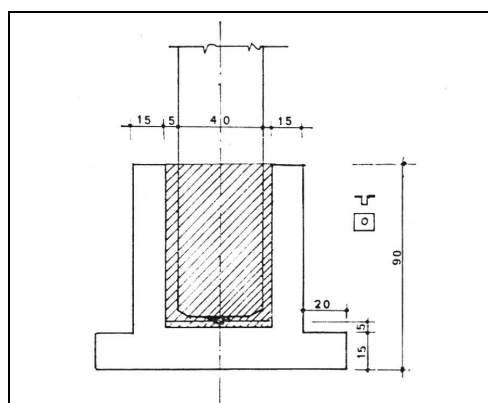
Figura 87

Se al posto della malta cementizia si fa uso di malta di resina epossidica e sabbia per il riempimento dei fori, la presenza dei bulloni diventa praticamente superflua ed è possibile fare affidamento esclusivamente sull'aderenza tra ferri di ripresa e malta di resina.

Un ancoraggio simile si ottiene, come mostra la figura 87, se il colletto di base del pilastro è sostituito da una piastra d'acciaio: l'armatura del pilastro è saldata alla piastra angolare che è a sua volta saldata o bullonata ai perni sporgenti dalla fondazione, soluzione, questa illustrata, che ricorda quelle molto spesso adottate per le strutture in acciaio.

c) unioni rigide

I plinti a pozzetto consentono di ottenere un incastro praticamente perfetto, ma perché ciò si realizzi è necessario che la profondità del pozzetto sia almeno dello stesso ordine di grandezza della dimensione maggiore della sezione trasversale del pilastro. Tra la base del pilastro ed il fondo del pozzetto si dispone un elemento metallico per il centraggio e la messa a piombo del pilastro (dispositivo di centraggio). In genere lo schema di unione è quello rappresentato in figura 88, ma se è richiesta una portanza più rapida prima che il getto di riempimento abbia raggiunto un'adeguata maturazione e quindi la giusta resistenza, è preferita la soluzione illustrata in figura 89.



**Figura 88**

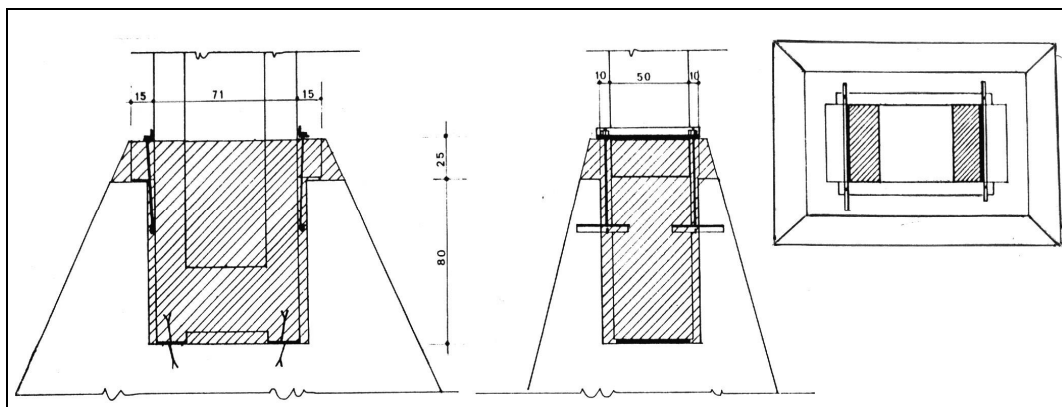


Figura 89

Lo schema statico che in tale caso deve essere studiato è quello riportato in figura 90: un meccanismo a telaio nei piani orizzontali, per cui il diagramma dei momenti flettenti ha l'andamento descritto in figura, e nel piano verticale si considera un piedritto con sezione a cassone sollecitato da forze di taglio.

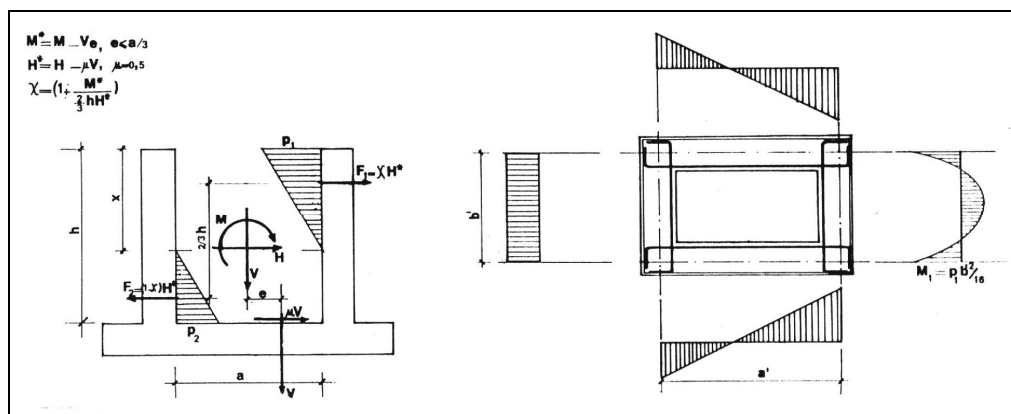


Figura 90

L'unione di figura 91, formata con piastre di base in acciaio e tirafondi, ha le stesse caratteristiche dei piedi delle colonne in acciaio incastrate in blocchi di fondazione ed è caratterizzata da una notevole semplicità di montaggio.

Irrigidendo con fazzoletti in acciaio le piastre di base è possibile ottenere un incastro quasi perfetto.

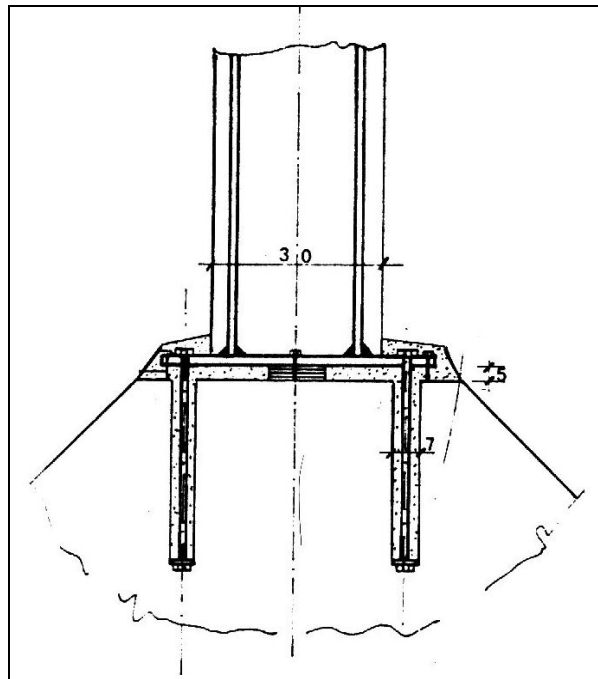


Figura 91

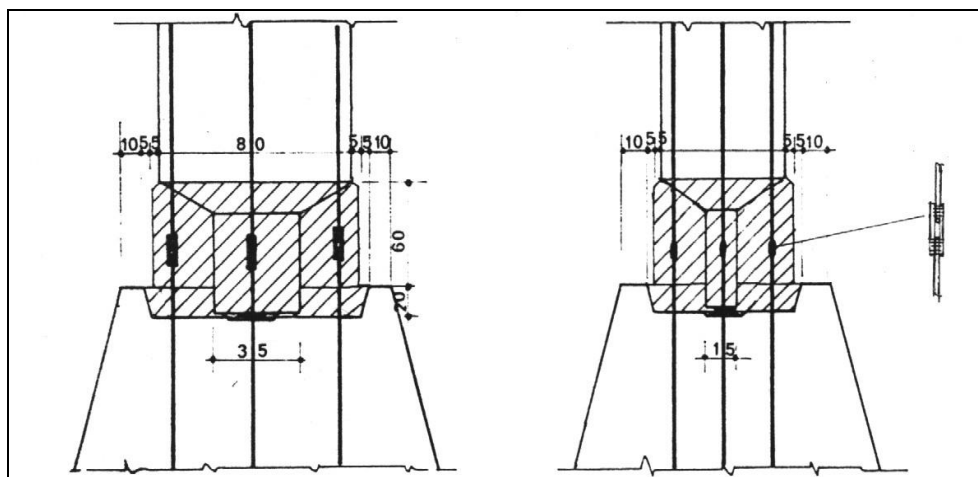


Figura 92

Un'ultima possibile soluzione è quella di figura 92 che, però, richiede particolare cura nell'esecuzione, ed in particolare durante la fase di saldatura perché è necessario eseguirla in modo tale da non produrre deformazioni permanenti a causa di un riscaldamento non uniforme. Quest'ultima soluzione descritta è preferita qualora, in presenza di momenti flettenti molto elevati, l'incastro nel plinto di fondazione risulterebbe troppo lungo

Si deve sottolineare che, in tutti i tipi di unione esaminati, il contatto tra le superfici degli elementi prefabbricati non è mai diretto, poiché si vuole evitare una disuniforme trasmissione delle sollecitazioni di compressione e possibili lesioni superficiali del calcestruzzo; tra le superfici degli elementi da collegare possono essere interposte una o due piastre metalliche annegate nel calcestruzzo degli elementi prefabbricati (con superfici di contatto da ritenersi perfettamente rettificata), oppure un cuscinetto realizzato con malta cementizia o con altri materiali.

### 2.3 Unioni pilastro-pilastro

Nell'eseguire il collegamento tra due pilastri è necessario ottenere la maggiore precisione possibile, perché le eccentricità che potrebbero nascere da un errato assemblaggio ridurrebbero enormemente la capacità portante del pilastro, per tale scopo esistono appositi dispositivi per ottenere un miglior posizionamento degli elementi da collegare. Le unioni pilastro-pilastro si effettuano nell'altezza del piano o dello spessore del solaio ed in quest'ultimo caso si riesce a nascondere l'unione e la sua esecuzione diventa contemporanea a quella dell'unione trave-pilastro, con risparmio di tempo e di costo.

#### a) unioni articolate

In figura 93 è rappresentata un'unione che forma un buon funzionamento a cerniera, ma che non è in grado di sorreggere forti azioni taglianti; l'estremità dei due pezzi sono sagomate secondo superfici cilindriche con i raggi di curvatura indicati nella figura stessa, al fine di ottenere convenienti condizioni di contatto. L'eccentricità di montaggio si assume pari a  $e=0.05 \div 0.08 h$ , essendo  $h$  lo

spessore del pilastro, poiché le due parti tendono ad autocentrarsi all'atto del montaggio.

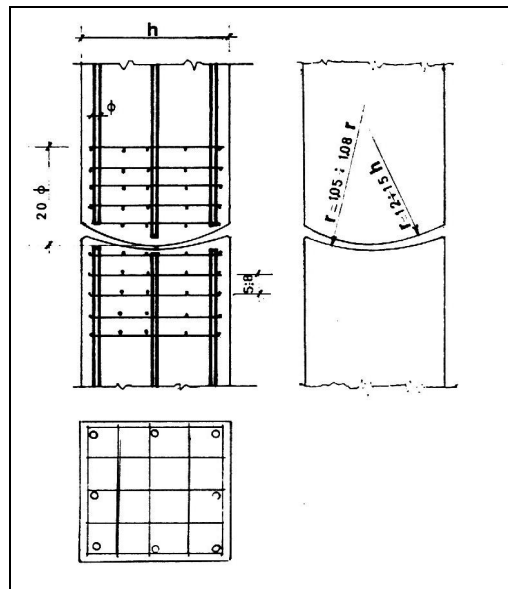


Figura 93

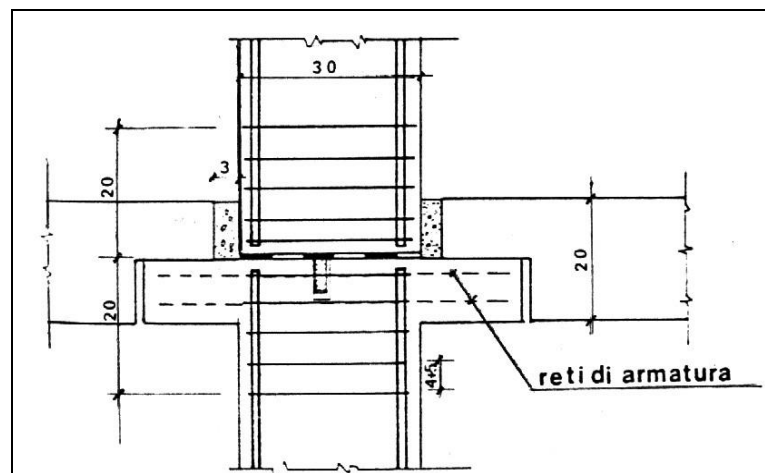
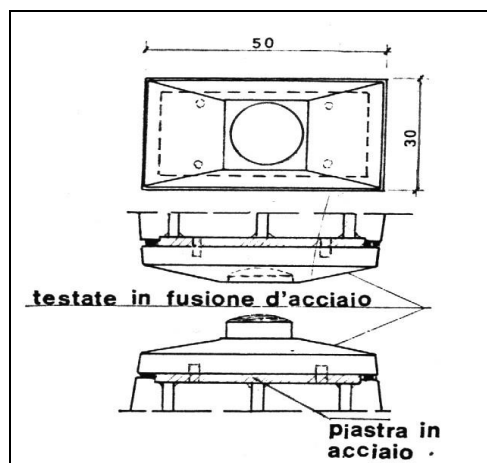


Figura 94

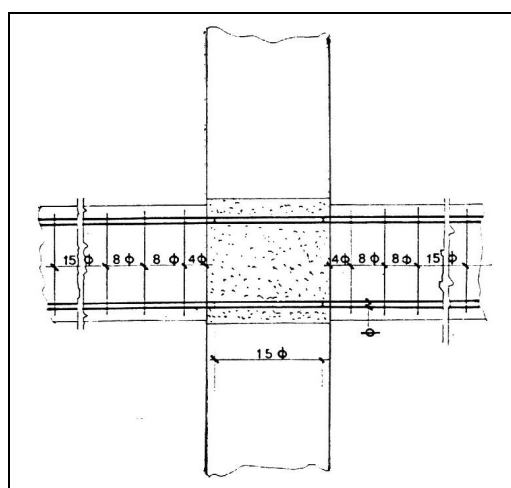
Con l'unione rappresentata dalla figura 94 si ha un montaggio molto meno preciso; si ha un'eccentricità maggiore ed i carichi assiali devono essere contenuti

entro certi limiti, a seconda delle condizioni globali da valutare caso per caso. Nel caso in cui il pozzetto che si forma nello spessore del solaio sia sufficientemente profondo, si possono sopportare anche discrete aliquote di momento flettente, e l'unione funziona come semiarticolata

Un collegamento articolato capace di sopportare notevoli forze di taglio, è quello rappresentato in figura 95, che è tuttavia di impiego limitato agli edifici di grande importanza per via degli elevati costi di esecuzione e di manutenzione.



**Figura 95**



**Figura 96**



b) unioni semiarticolate e rigide

Anche in questo caso gli esempi che si riportano sono ordinati per grado di incastro crescente. La figura 96 riporta il caso di collegamento eseguito nello spessore del solaio con una modesta sovrapposizione dei ferri d'armatura (pari ad almeno 15 volte il diametro): essa è in grado di trasmettere carichi assiali con eccentricità fino al valore di  $0.20h$ .

Nella figura 97 i pilastri terminano con una scatola metallica saldata alle armature: l'unione è ottenuta eseguendo la saldatura tra le due scatole metalliche lungo i bordi, usando le barre d'acciaio come supporto per le saldature; successivamente si riempiono le scatole d'acciaio e lo spazio di distanziamento tra di esse con calcestruzzo iniettato attraverso un foro praticato nel pilastro superiore ed attraverso le piccole aperture nelle scatole. La massima eccentricità di montaggio per tale tipo di collegamento è di  $0.30h$ .

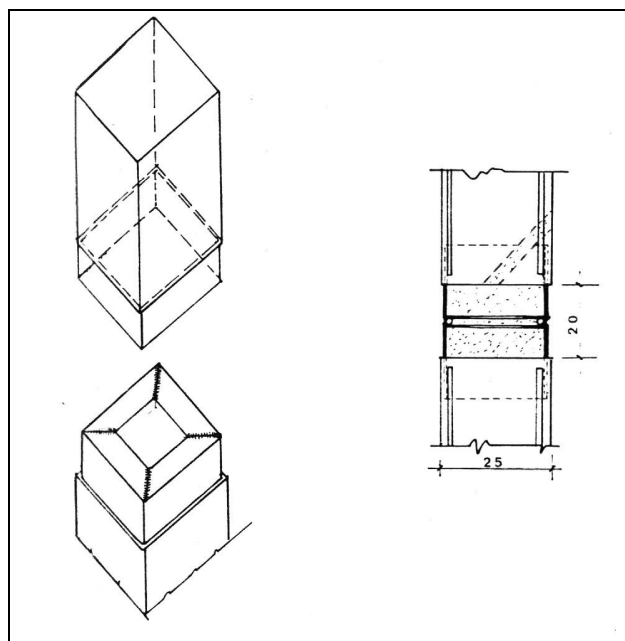


Figura 97

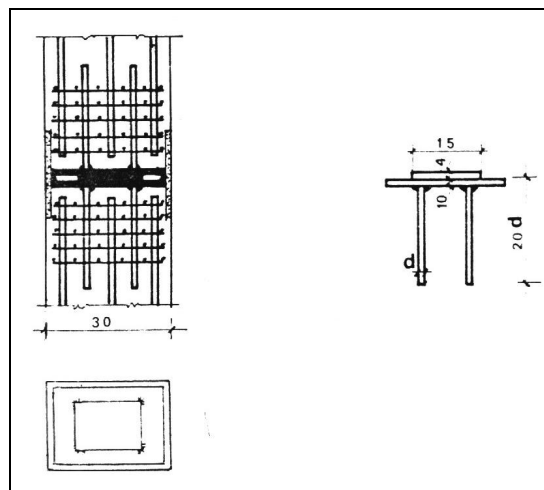


Figura 98

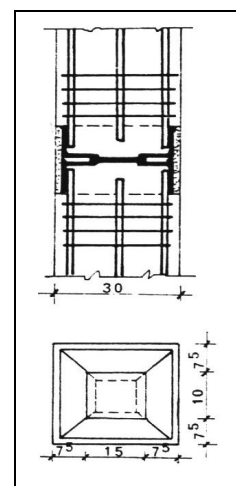


Figura 99

Nell'unione di figure 98 e 99 il carico assiale viene trasmesso attraverso la piastra centrale; queste unioni sono del tipo a secco, poiché lo strato di malta di cemento che riveste le parti metalliche ha solo funzione protettiva. Le estremità dei pilastri sono "frettate" in modo molto fitto con reti di barre di piccolo diametro, allo scopo di sopportare le trazioni prodotte nel conglomerato dalla diffusione del carico. Le saldature sono ancora ottenute mediante barre di supporto; eccessivi riscaldamenti, causano la deformazione delle parti metalliche e possibili "cotture" del conglomerato.

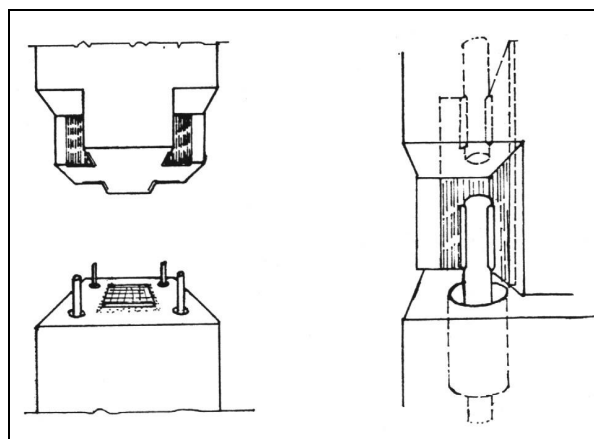


Figura 100

Si ottenere un grado d'incastro maggiore semplicemente se é ripristinata la continuità della sezione corrente del pilastro (vedi figure 100, 101, 102, 103).

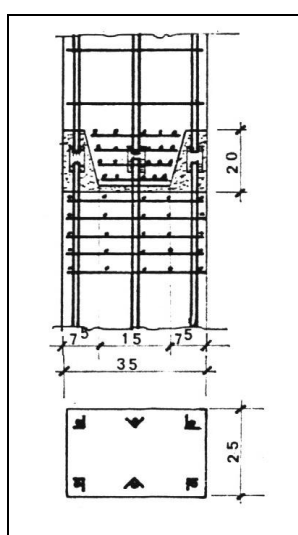


Figura 101

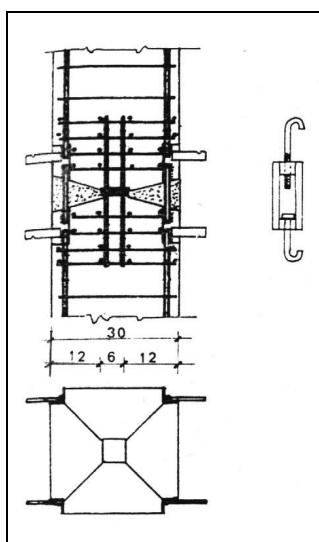


Figura 102

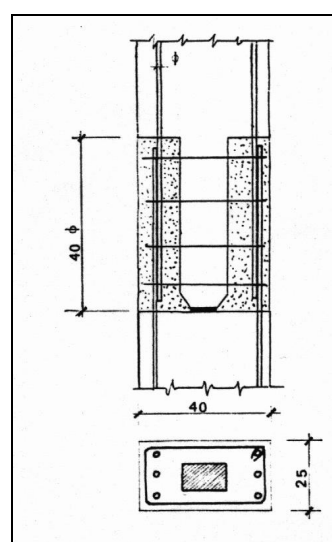


Figura 103

Le unioni precedenti si differenziano per la diversa modalità di giunzione delle armature metalliche, destinate a trasmettere la risultante delle trazioni, e per la diversa costituzione della sezione destinata a trasmettere la risultante delle compressioni. Così, ad esempio, nell'unione di figura 101 la giunzione delle armature metalliche è fatta per saldatura attraverso spezzoni di profilati metallici, mentre nell'unione di figura 102 le armature dei due pilastri sono saldate separatamente su profilati metallici e la giunzione in opera è ottenuta saldando su questi le barre occorrenti; in tutti e tre i tipi, la sezione compressa è costituita da un nucleo centrale di conglomerato adeguatamente "frettato", il quale può terminare con una piastra metallica, utile per migliorare il contatto e facilitare il montaggio.

Invece, nell'unione di figura 103, la giunzione delle armature metalliche è ottenuta per sovrapposizione e la sezione destinata a trasmettere le compressioni è costituita essenzialmente dal getto di conglomerato eseguito in opera; pertanto,

per ottenere un sufficiente tratto di sovrapposizione, le estremità dei pilastri prefabbricati sono distanziate di almeno  $40 \div 50$  diametri, mentre per quanto riguarda il getto in opera, al fine di ridurne i ritiri, è confezionato quasi sempre con additivi espansivi o lo si arresta a 2 cm dalla sommità per completarlo poi con malta di cemento asciutta e ben costipata.

## 2.4 Unioni trave-pilastro

Per queste unioni esistono numerose tipologie da esaminare, ed anche in questo caso è sembrato opportuno fare una classificazione in base al grado di incastro che si riesce a realizzare.

### a) unioni articolate

Il tipo più comune si ha appoggiando la trave sul pilastro o su mensole sporgenti da questo. Fra gli elementi collegati si interpone un dispositivo d'appoggio (figura 104) che serve ad una corretta ripartizione delle pressioni e ad evitare eventuali lesioni nel calcestruzzo di ricoprimento delle armature per le elevate tensioni che nascono al contatto; questa esigenza comporta che anche tale elemento abbia un certo spessore  $f$  e gli angoli accuratamente smussati.

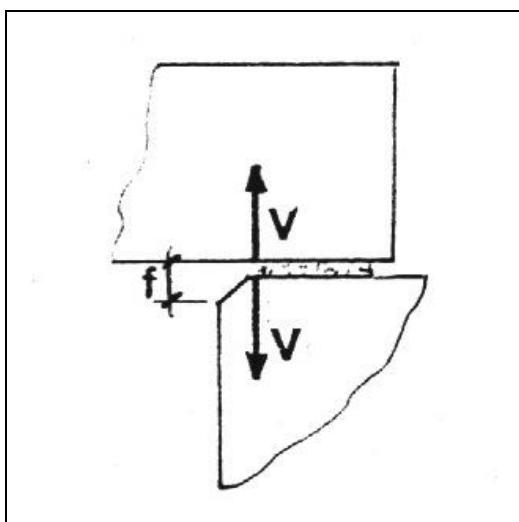


Figura 104

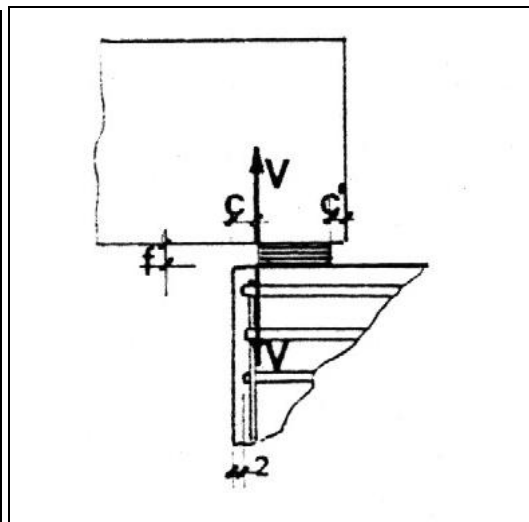


Figura 105

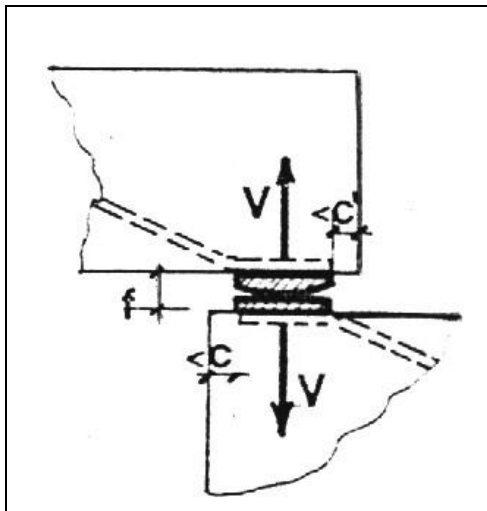


Figura 106

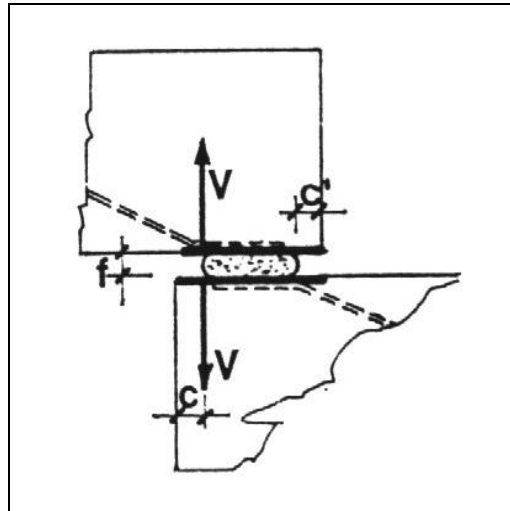


Figura 107

L'elemento d'appoggio può essere costituito da:

- un cuscinetto di malta adeguatamente frettata per spessore  $f > 1.5 \div 2.0 \text{ cm}$
- un cuscinetto in gomma o in resina sintetica (figura 105) con cui si ottiene un buon funzionamento a cerniera (entro i limiti di deformazione del cuscinetto) ed un ottimo funzionamento a carrello, essendo molto bassi i coefficienti di attrito
- due piastre metalliche ancorate nel calcestruzzo (a contatto cilindrico), che garantiscono un meccanismo a cerniera, con il punto di applicazione della reazione ben determinato (figura 106)
- una piastra di piombo duro compresa tra due lamierini metallici a protezione del calcestruzzo (figura 107); il piombo, deformandosi sotto carico, fornisce un funzionamento a cerniera e la posizione della reazione è abbastanza ben determinata.

Si ricorda che per le mensole tozze non è possibile applicare la teoria del D.S.V., e quindi si studiano in modo diverso, sulla base di valutazione di natura

empirico-sperimentale, come descritto nel capitolo dedicato a questi elementi. Nelle figure 108 e 109, valide per strutture ad un piano, le unioni devono resistere alle forze orizzontali, che in buona parte potrebbero essere affidate all'attrito; in zona sismica un problema del genere è particolarmente sentito, dato che le azioni orizzontali sono elevate ed i movimenti sussultori riducono i carichi verticali e quindi il loro effetto stabilizzante.

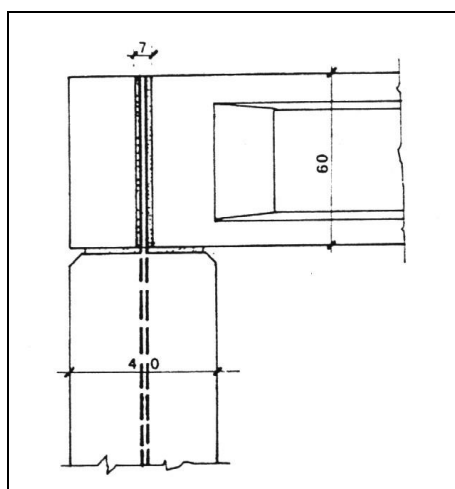


Figura 108

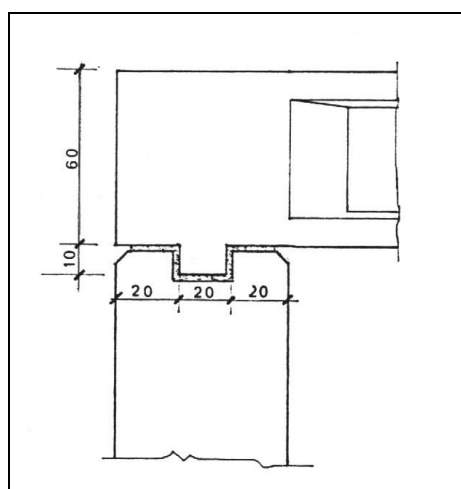


Figura 109

Gli schemi strutturali corrispondenti non possono essere valutati come telai con cerniere in sommità dei pilastri; nel caso di incastro perfetto al piede, infatti, la rigidezza laterale dei pilastri è compresa tra  $3EI/h^3$  e  $12EI/h^3$ , ma siccome le azioni verticali gravanti sull'area di appoggio non permettono praticamente mai che la sezione si parzializzi, la rigidezza dei pilastri è generalmente di quasi  $12EI/h^3$  e quindi l'unione non può considerarsi una cerniera. Si ha un comportamento di tipo cerniera migliore se è interposta una piastra (metallica, di piombo duro, di gomma, di neoprene ecc.), che consente libere rotazioni senza l'insorgere di momenti flettenti iperstatici.

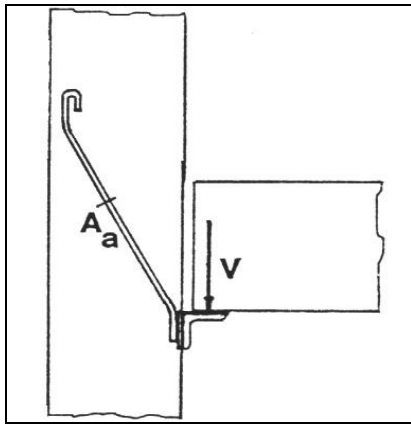


Figura 110

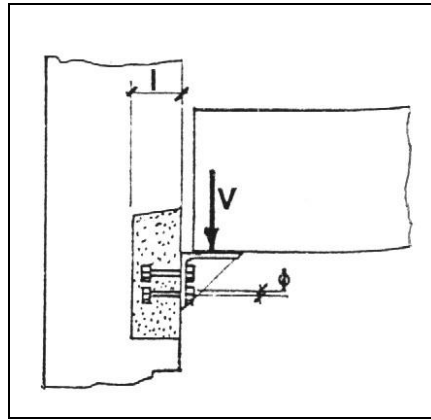


Figura 111

In figure 110 e 111 la trave poggia su un angolare metallico che può essere agganciato al pilastro mediante bullonatura o mediante saldatura ad una piastra metallica ancorata a barre inclinate, poste all'interno del pilastro stesso.

In figura 112 è mostrato un altro esempio di unione articolata. Il meccanismo di un simile tipo di collegamento è indicato in figura 113, e può essere considerato come semiarticolato; il suo dimensionamento si basa, su un'ipotesi di equilibrio, essendo preferibile evitare di fare affidamento sull'aderenza con la malta di riempimento. Soluzioni analoghe, ma con biella compressa inclinata, sono riportate in figura 114.

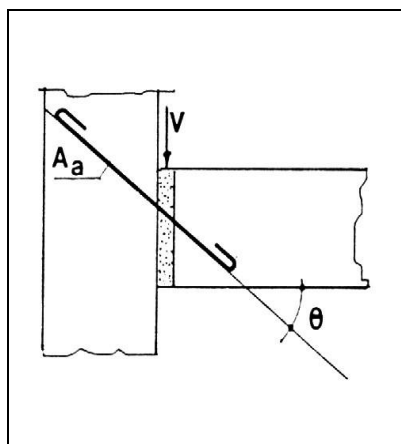


Figura 112

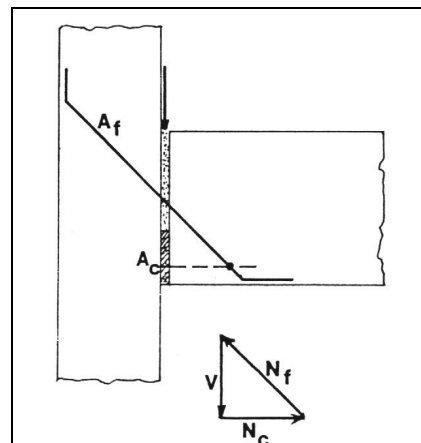


Figura 113

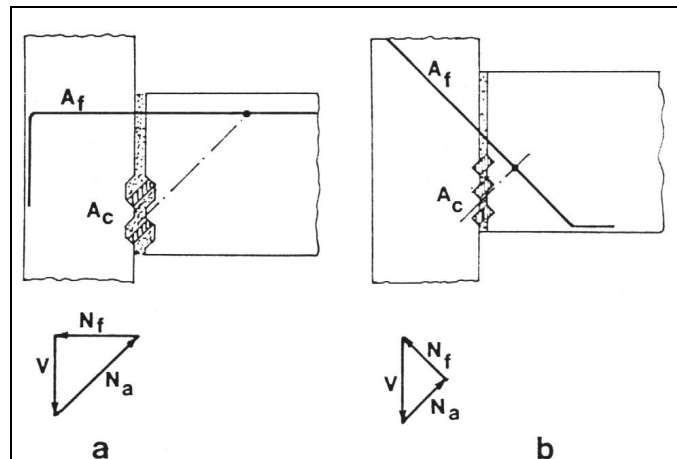


Figura 114

Nelle unioni di figura 115 e 116 si riesce ad evitare ogni discontinuità nelle travi e nei pilastri. In quella di figura 115 le travi accoppiate sono unite al pilastro mediante un tubo di acciaio passante tenuto in posizione da un tirante interno; in quella di figura 116 è il pilastro a sdoppiarsi ed il collegamento con la trave si ha mediante una barra d'acciaio di grosso diametro. In questo caso si ha un ottimo meccanismo a cerniera, ma l'esecuzione sensibilmente onerosa rende questa soluzione molto poco.

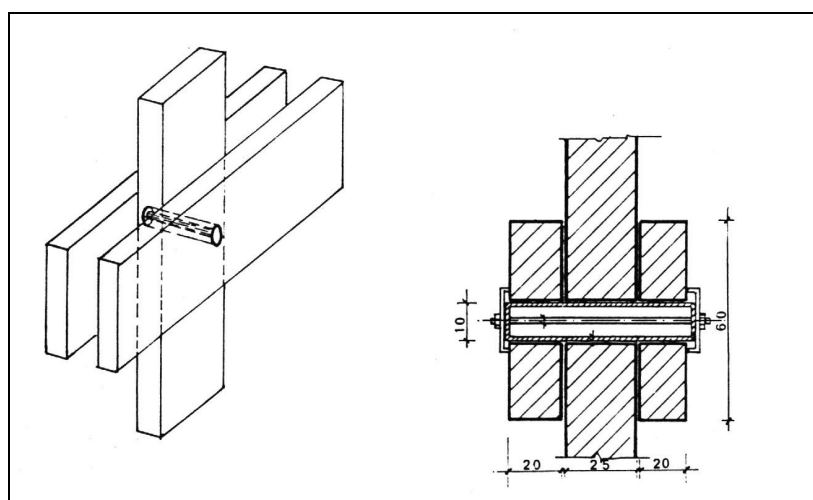


Figura 115



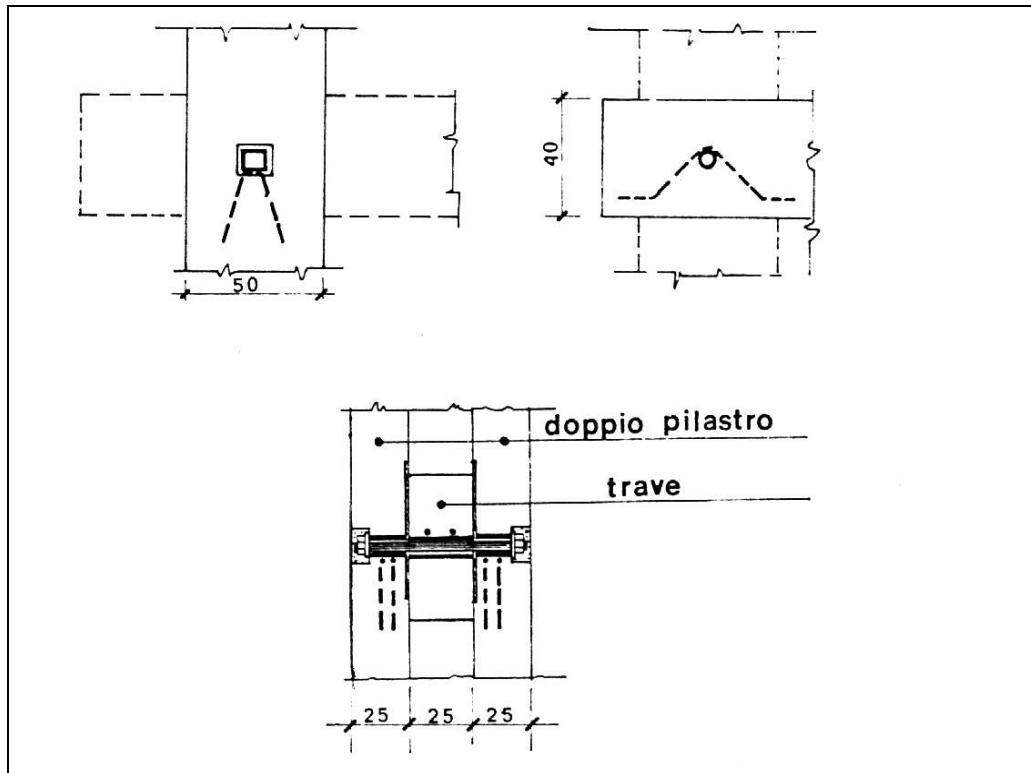


Figura 116

b) unioni semiarticolate e rigide

Le figure 117, 118, 119 riportano le soluzioni più adottate per unioni resistenti a flessione in strutture monopiano. In figura 117 è illustrato un collegamento cui compete un grado di incastro non molto elevato, che può essere realizzato sia a secco, sia ad umido. Nel primo caso i fori nella trave sono ricavati mediante spezzoni di tubi metallici a cui si saldano (o si bullonano) le barre sporgenti dalla sommità del pilastro; nel secondo caso la trazione viene trasmessa sfruttando l'aderenza tra barre e malta di riempimento, che può essere anche a base di resine epossidiche e sabbia.

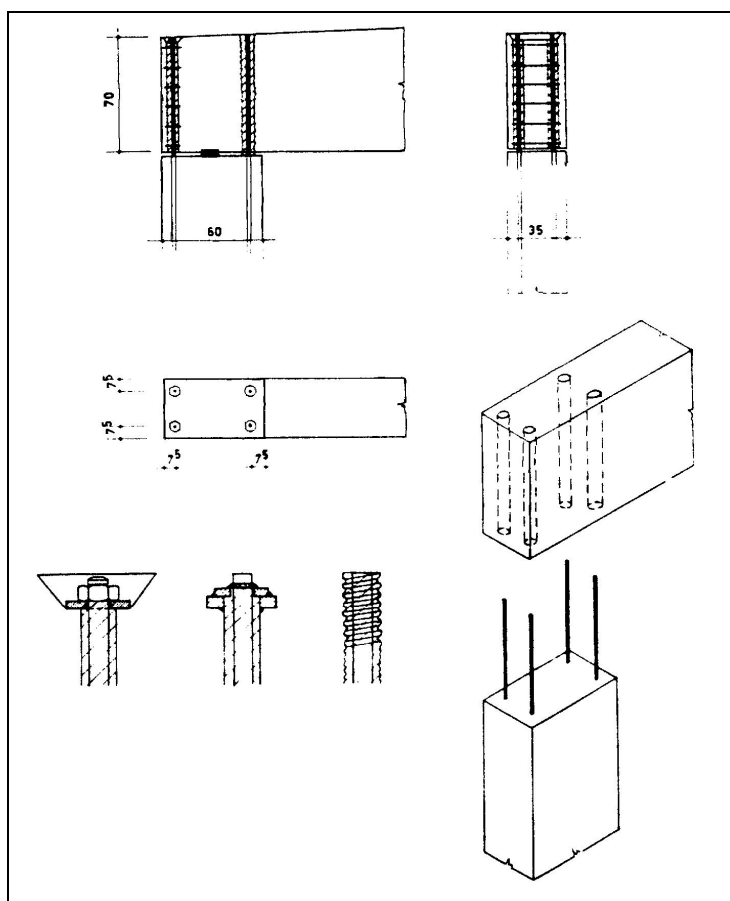


Figura 117

Maggiore grado di incastro si ottiene con le soluzioni di figure 118 e 119, quando il calcestruzzo del getto presenta buone caratteristiche. Le barre sono saldate. In figura 120 è riportato un collegamento mediante precompressione: i cavi, con cui la capriata ed il pilastro sono messi sotto tensione, o sporgono dalla traversa, per poter essere infilati nei fori del pilastro, oppure sporgono dal pilastro, per venire ancorati sul corrente superiore della capriata. Il primo tipo esecutivo è vantaggioso nel senso che il giunto non appare sulla facciata, però gli ancoraggi dei cavi devono essere ricoperti di calcestruzzo.

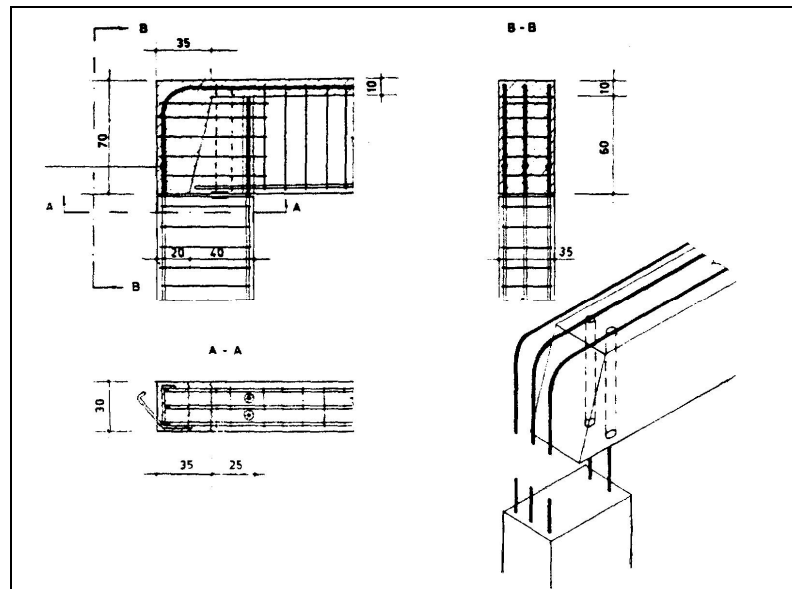


Figura 118

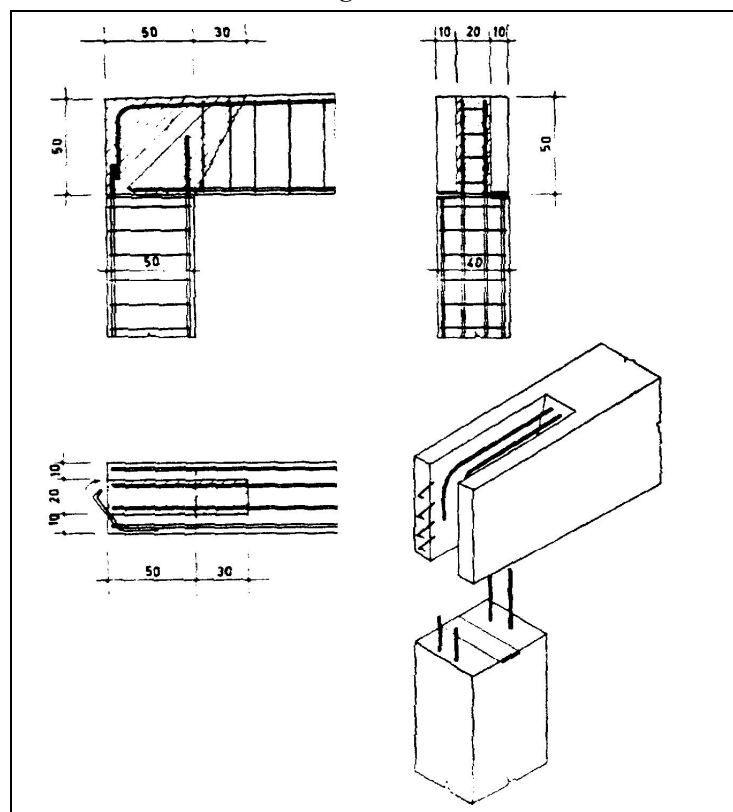


Figura 119

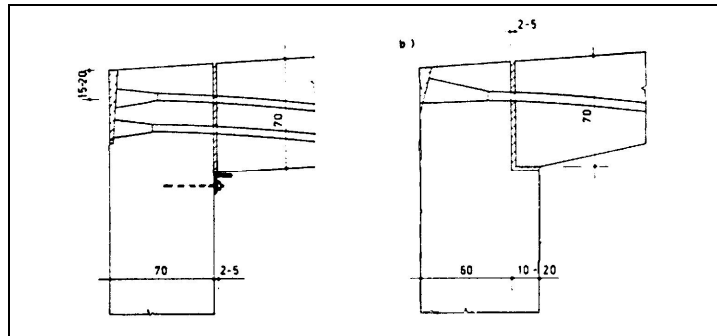


Figura 120

Le unioni per edifici multipiano sono generalmente più complesse ed hanno svariate disposizioni costruttive.

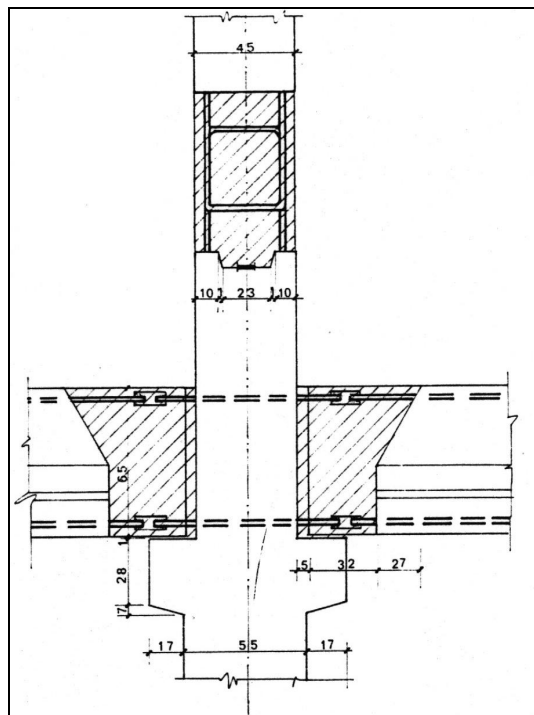


Figura 121

Nelle unioni di figure 121 e 122, le travi sono appoggiate su mensole in cemento armato, alle quali si fa sopportare interamente la forza di taglio. Per

ottenere un vincolo in grado di trasferire il momento flettente, si esegue un getto di calcestruzzo fra il pilastro e la testata della trave e si ripristina la continuità delle barre superiori della trave, saldandole a spezzoni annegati nel pilastro.

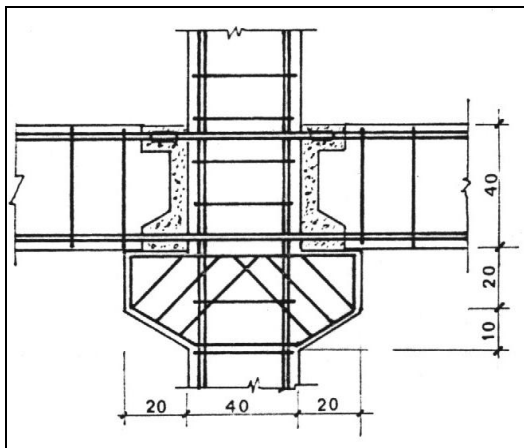


Figura 122

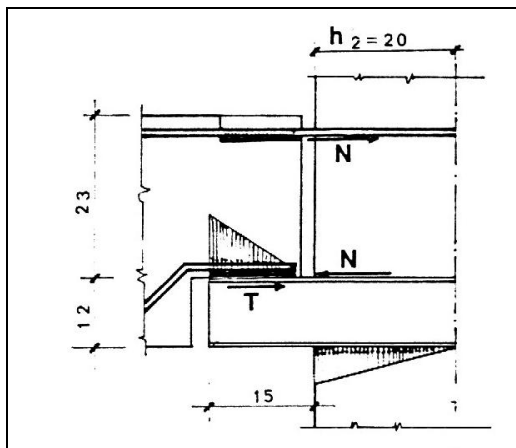


Figura 123

Nell'unione in figura 123 la mensola è formata da un profilato in acciaio; nel vincolo di flessione, per trasmettere le compressioni inferiori, i ferri inferiori della trave sono saldati ad una piastra di acciaio, larga quanto la trave, che nel montaggio viene saldata alla mensola.

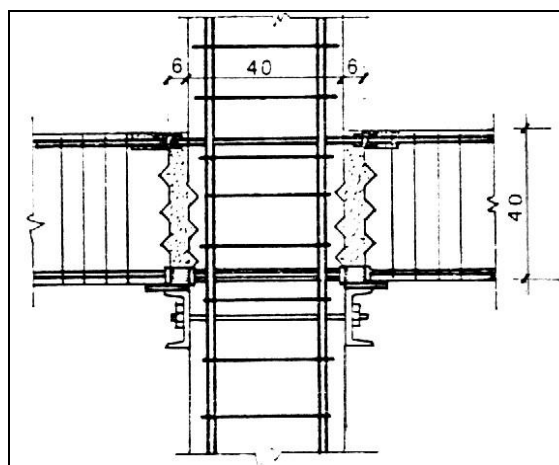


Figura 124

Nell'unione di figura 124 il momento flettente è sopportato attraverso le barre superiori (trazioni), collegate mediante manicotti filettati alle barre annegate nel pilastro, ed il getto di collegamento in calcestruzzo (compressioni) e, in parte, mediante le piastre saldate ai ferri della trave e del pilastro aventi la funzione di trasferire per intero la forza di taglio; a queste piastre sono saldati chiodi per migliorare l'ancoraggio.

Le unioni di figure 124 e 125 presentano molte analogie con gli schemi a trave passante, dei quali conservano i difetti: infatti, poiché il carico assiale è trasmesso da pilastro a pilastro attraverso le travi, si verifica facilmente una distribuzione non uniforme delle pressioni e, di conseguenza, eccentricità accidentali non trascurabili.

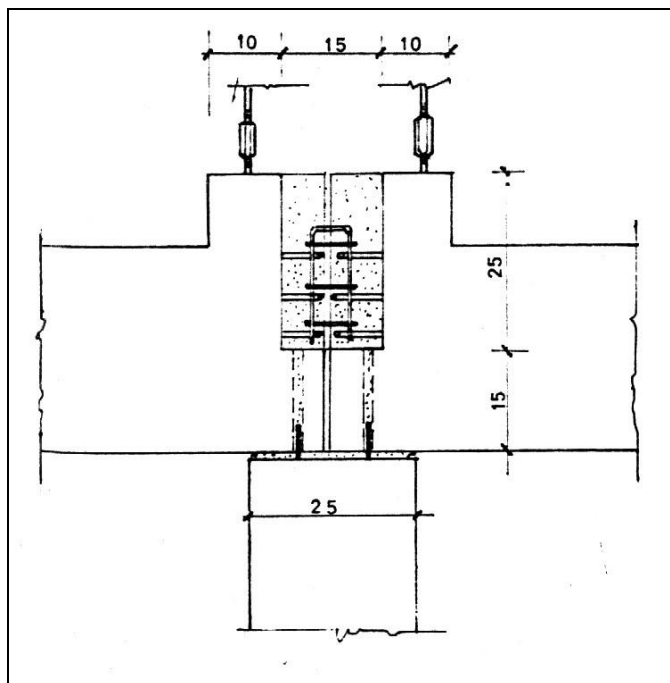
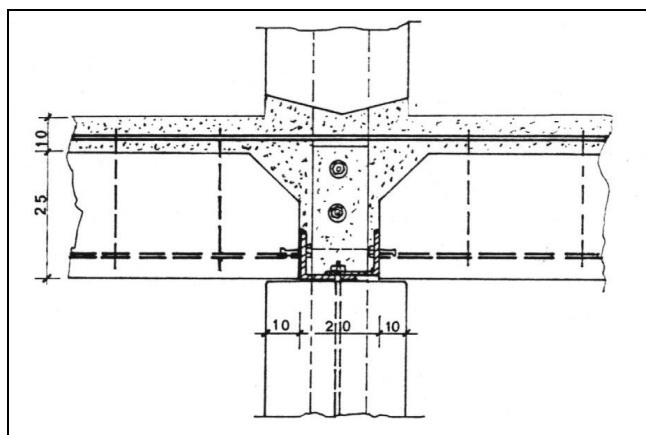


Figura 125

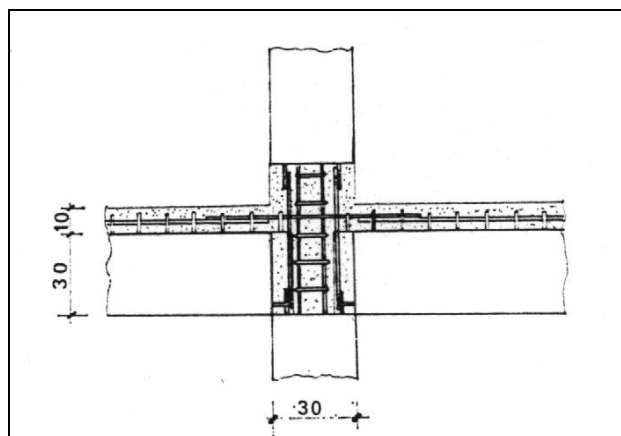
Nell'unione di figura 125 si realizza una modesta continuità delle travi mediante il getto di completamento in cui sono annegate le armature di ripresa

uscenti dalle testate, armature sagomate a cappio collegate da moiette verticali; il collegamento con il pilastro inferiore è di tipo articolato, quello con il pilastro superiore rigido.

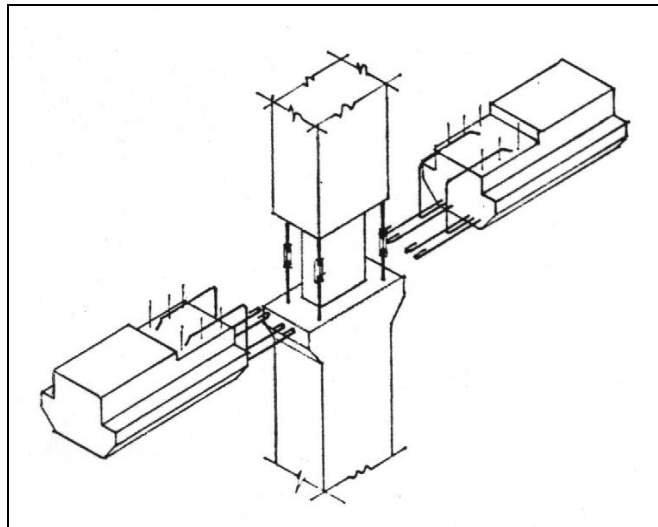
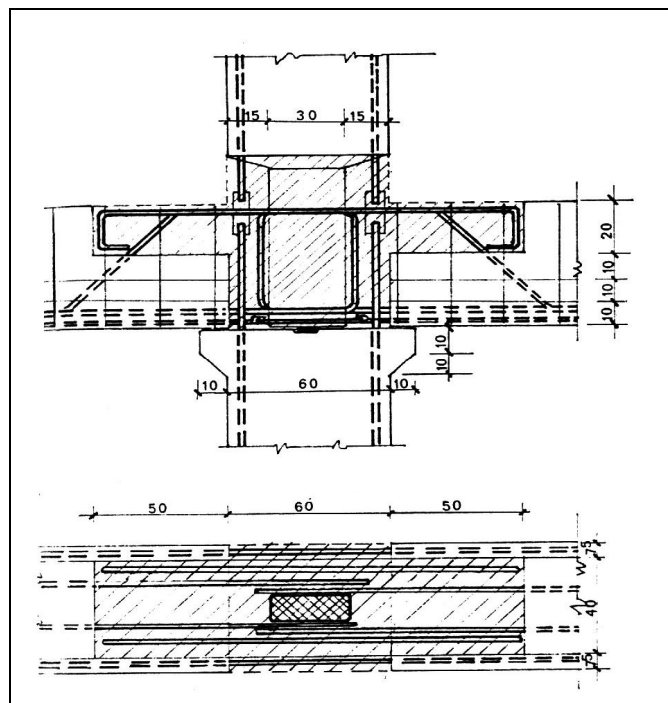
Le unioni rappresentate nelle seguenti figure hanno un'ottima monoliticità ed un grado d'incastro prossimo ad 1, con la totale assenza di rotazioni relative nel nodo. Il buon funzionamento di queste unioni dipende essenzialmente dalla riuscita del getto di collegamento, che deve possedere buone caratteristiche meccaniche; tale getto deve essere stato costipato con il vibratore e, per contenere gli effetti del ritiro, deve essere stato realizzato in più fasi o con cemento espansivo.



**Figura 126**

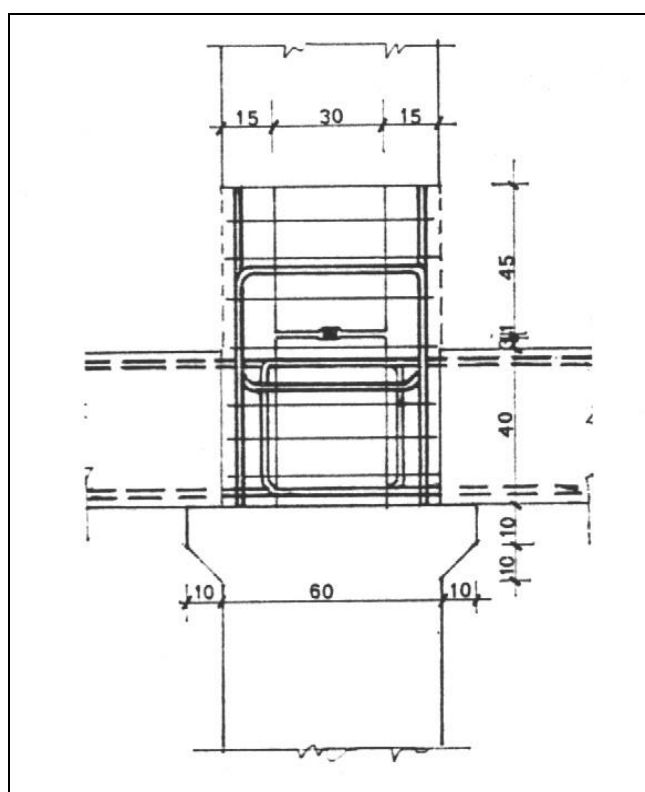


**Figura 127**

**Figura 128****Figura 129**



Nell'unione di figura 126, non si ripristina interamente la sezione corrente del pilastro, ma le piastre o i profilati metallici, usati per realizzare il posizionamento e la continuità del pilastro, possono essere dimensionati in modo che la sezione del pilastro in corrispondenza dell'unione abbia un'inerzia pari a quella della sua sezione corrente.



**Figura 130**

Invece, nelle unioni di figure 127, 128, 129 e 130, non si crea alcuna discontinuità nelle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi, purché il getto di collegamento sia ben eseguito. Le barre correnti delle travi sono collegate tra loro per saldatura oppure per sovrapposizione; in questo caso, la sagomatura a cappio delle loro estremità, con piegature molto dolci (figure 128 e 129), garantisce maggiore aderenza fra barre e calcestruzzo, senza creare sollecitazioni concentrate o vuoti nel getto, come può accadere quando le barre

terminano con piegature a uncino stretto. A volte, per evitare una concentrazione delle barre nello spazio del getto di collegamento, si ha che il collegamento dei pilastri è realizzato leggermente al di sopra di quello delle travi (figura 130).

## 2.5 Unioni trave-trave

I giunti della capriata si realizzano in prossimità dei punti neutri dei momenti flettenti ed in genere sono cerniere di telai a tre cerniere, oppure costituiscono la connessione della capriata sul pilastro in caso di capannoni a più navate.

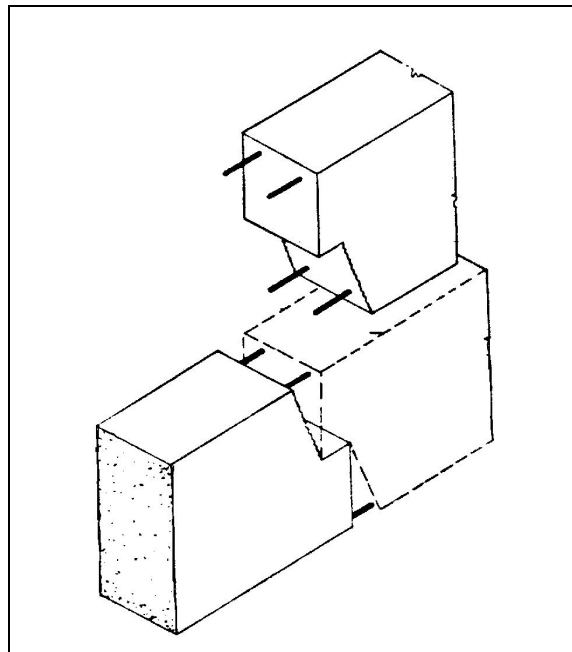


Figura 131

Spesso si esegue in corrispondenza del collegamento un getto di calcestruzzo in sito. La sezione scanalata o profilata della capriata diventa rettangolare in corrispondenza dell'unione; le armature sono saldate tra loro

superiormente ed inferiormente lo spazio tra le due parti è sigillato con cls (figura 131).

Per assorbire elevati sforzi di taglio è possibile avere incorporati nella trave dei profilati d'acciaio. Se le varie parti della travata sono collegate come travi Gerber, il collegamento è uguale a quanto descritto sopra a meno della saldatura fra le armature. E' possibile anche unire le parti di capriata mediante la precompressione, introducendo i cavi di tensione; le superfici di attacco sono rivestite in malta oppure rettificate in piano.

Nel sistema a  $\Gamma$  le parti si congiungono con superfici di contatto inclinate fissate mediante dei bulloni a testa svasata e si realizza anche un certo grado di incastro se tra la superficie di contatto e i bulloni si forma una coppia di forze.

Il montaggio risulta relativamente semplice e molto rapido (figura 132), perciò una soluzione simile è abbastanza diffusa.

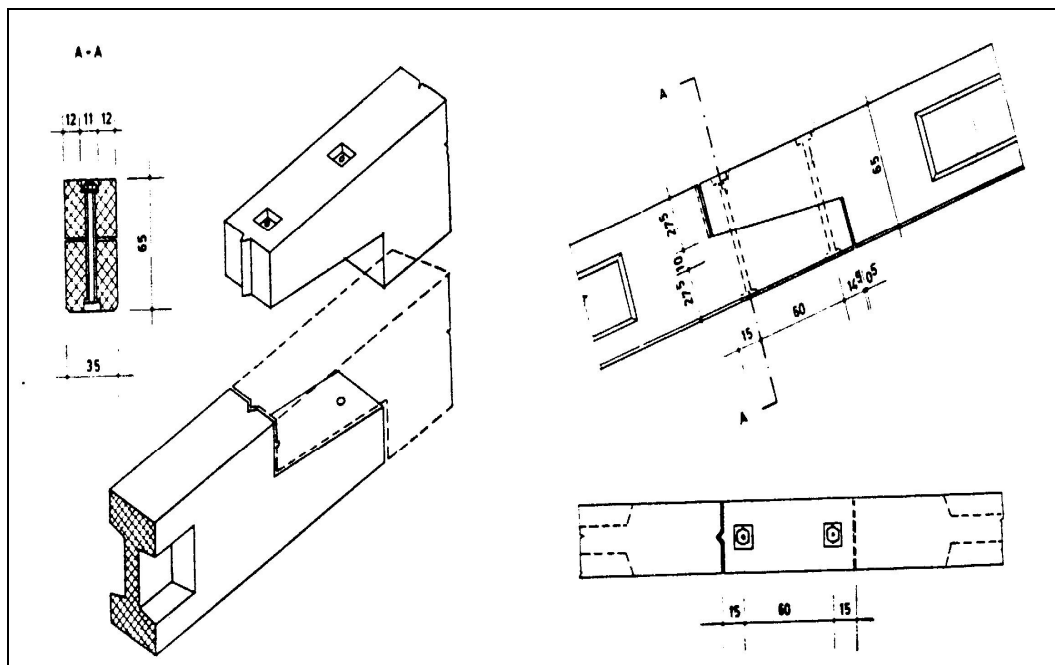


Figura 132

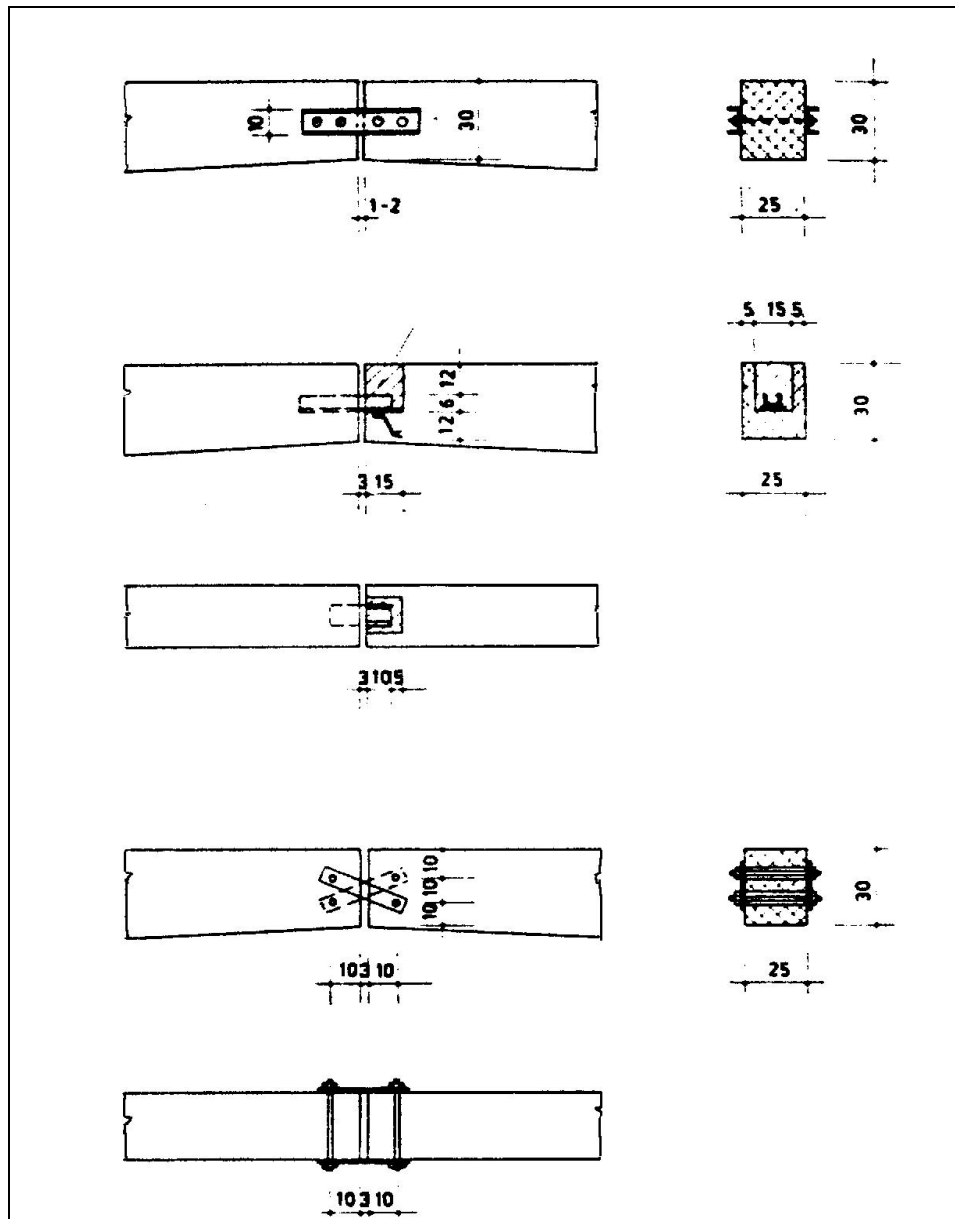


Figura 133

Un'altra semplice soluzione consiste nel bullonare sulle due fiancate o internamente alla parte terminale delle travi un profilato ad U o un piatto d'acciaio in grado di trasmettere azioni taglianti e di sforzo normale (figura 133).

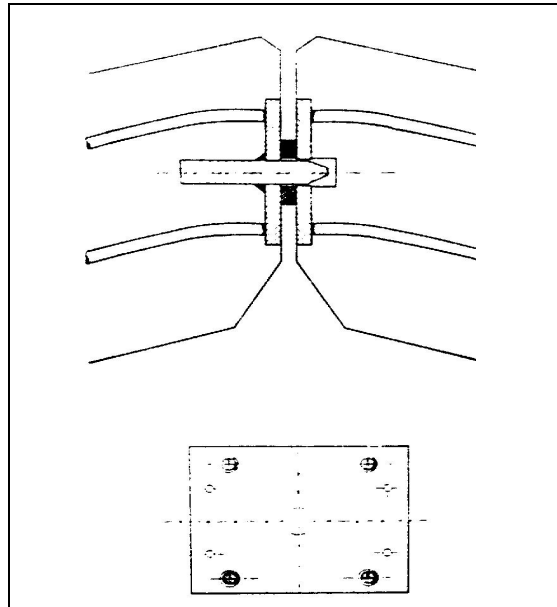


Figura 134

Un altro sistema (spesso usato anche nelle strutture in acciaio) vede l'ancoraggio di piastre in acciaio alle due estremità della trave da unire in cui è collocato un perno sempre in acciaio di diametro abbastanza grande come è riportato in figura 138. In corrispondenza degli appoggi, per l'effetto di continuità, si hanno collegamenti simili a quelli tra trave e pilastro ad angolo.

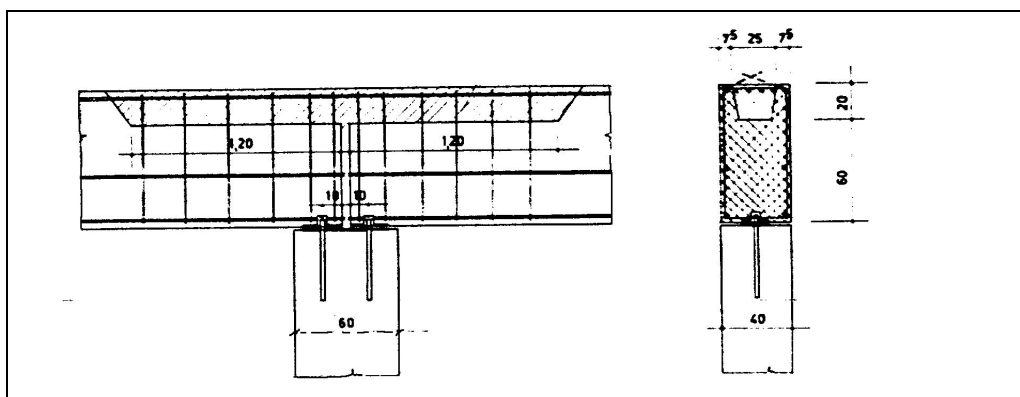


Figura 135

Più difficile diventa l'esecuzione dell'accoppiamento, se il pilastro subisce momenti flettenti anche per il comportamento a telaio. Con un collegamento mediante calcestruzzo gettato in sito, anche le armature dei pilastri sono ancorate nelle capriate. Se il pilastro serve solo da supporto, ma non subisce azioni flettenti, si lascia libero solo un canale nel corrente, introducendovi l'armatura superiore per dare un effetto di continuità, saldandola eventualmente all'armatura delle capriate. L'esecuzione di un canale fa risparmiare in cassetatura (figura 139).

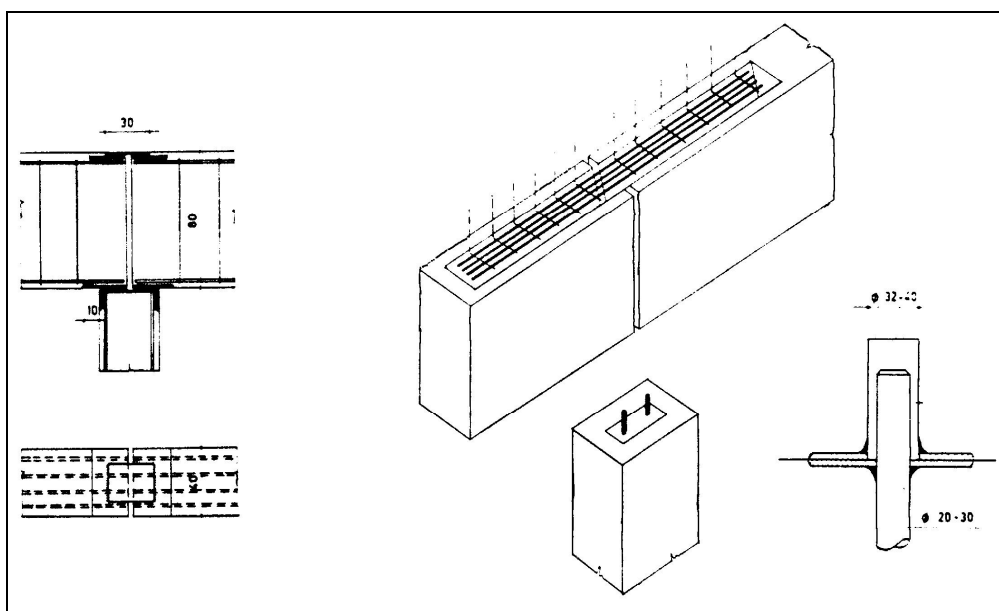


Figura 136

Senza calcestruzzo gettato in sito, il collegamento può essere eseguito con piastre d'acciaio incorporate nelle due capriate. L'armatura superiore della capriata è saldata alle piastre in acciaio (figura 136).

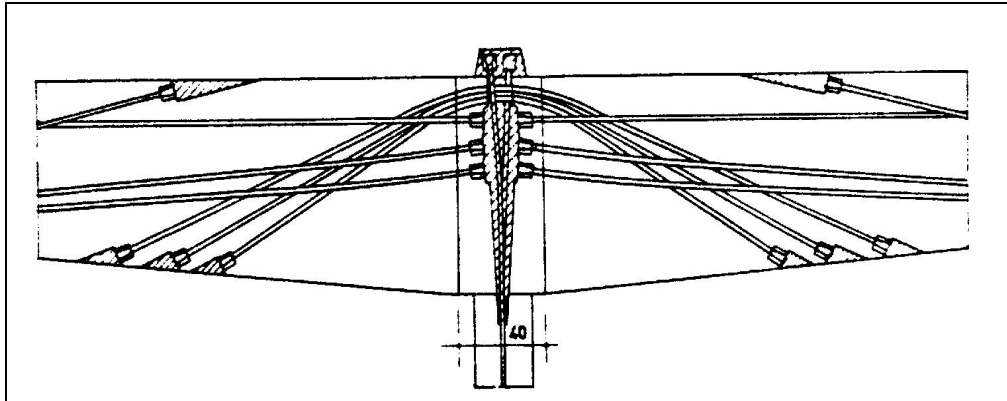


Figura 137

Con miglior successo i giunti delle capriate sono eseguiti con la precompressione; un tipo esecutivo molto noto è il cosiddetto “câbles chapeaux”, spesso impiegato dal gruppo Freyssinet (figura 137). Per avere anche un effetto a telaio, si incastra il pilastro tra le traverse, poggiando le capriate sulle sue mensole. Se le capriate poggiano semplicemente sul pilastro, l'accoppiamento risulta simile al collegamento ad angolo.

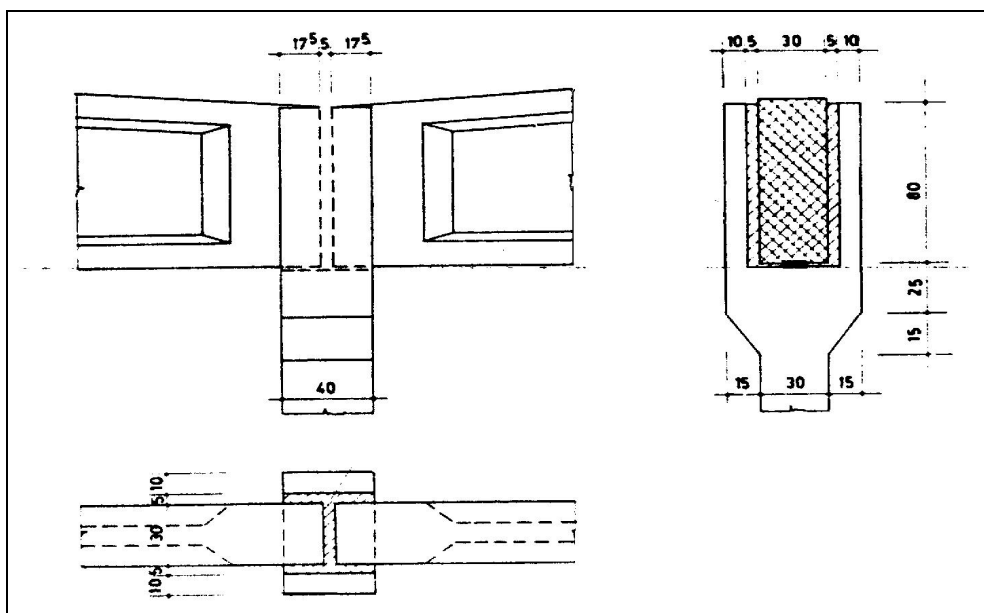


Figura 138

Per i vantaggi connessi ad un montaggio rapido si può avere il caso di pilastri con una forcella in sommità, la quale trattiene le capriate anche in posizione verticale; infine il collegamento viene sigillato con malta cementizia (figura 138). Nel caso si debbano trasmettere anche forze orizzontali, si possono incorporare nelle parti di capriata anche spezzoni di tubo per fissare le parti con bulloni introdotti nei tubi (figura 139).

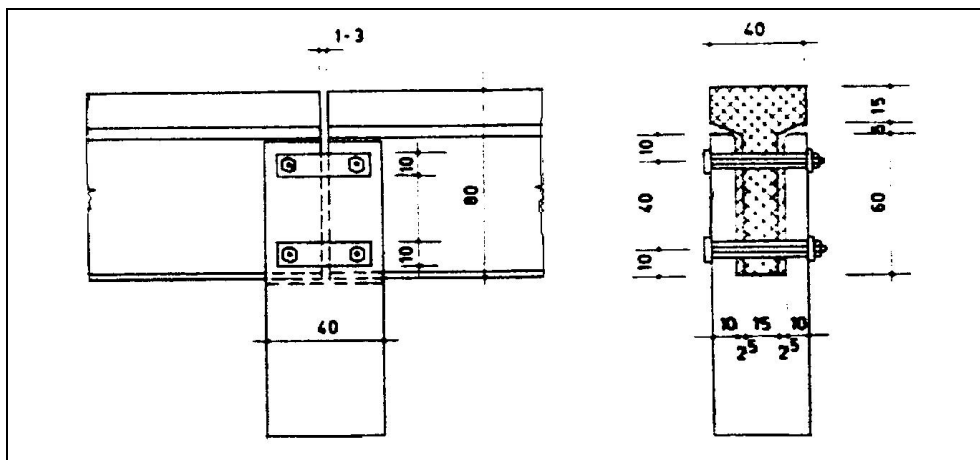


Figura 139

## 2.6 Unioni telai-sheds

Questi tipi di unioni non sono in grado di trasmettere forze eccessivamente elevate; gli irrigidimenti provvisori dei telai possono essere ridotti, se i telai a sheds posseggono uno zoccolo all'appoggio sulla capriata.

Lo zoccolo può essere bullonato alla capriata o poggiarvi sopra semplicemente (figura 140), secondo le forze orizzontali che si hanno durante la fase transitoria di montaggio.



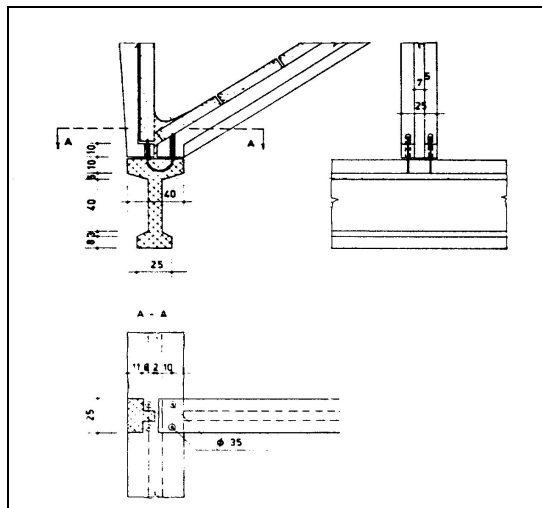


Figura 140

Se la traversa del telaio a shed poggia sul corrente inferiore della capriata, nell'anima dell'incavallatura, si lascia una scanalatura, in cui la traversa é bloccata, ricoperta di malta cementizia. Anche per l'appoggio del montante si incorporano delle piccole bussole, in cui si introducono i perni del montante stesso (figura 141).

Una piccola linguetta è sufficiente per bloccare l'angolare dello shed (figura 142). Oppure si lasciano sporgere perni dalla capriata e si formano scanalature mediante bussole tubolari nel telaio a shed, ottenendo il cosiddetto collegamento perno-bussola di figura 143. I perni sono sigillati con malta.

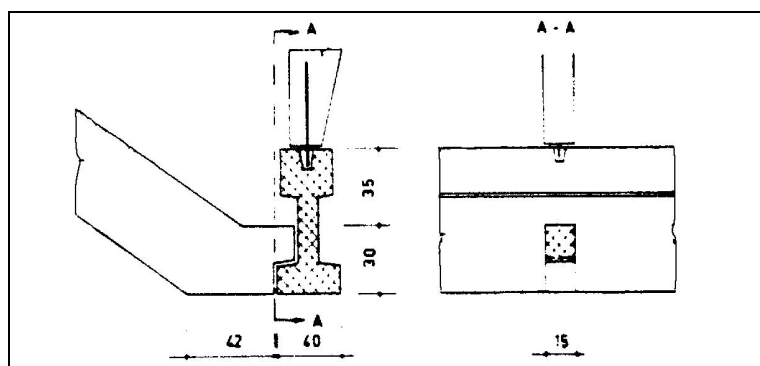


Figura 141

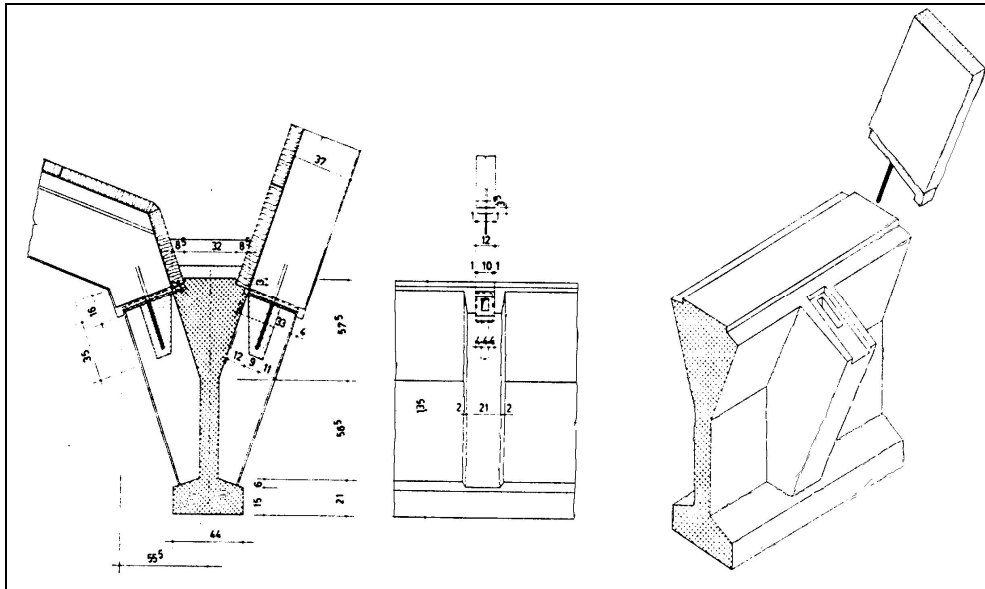


Figura 142

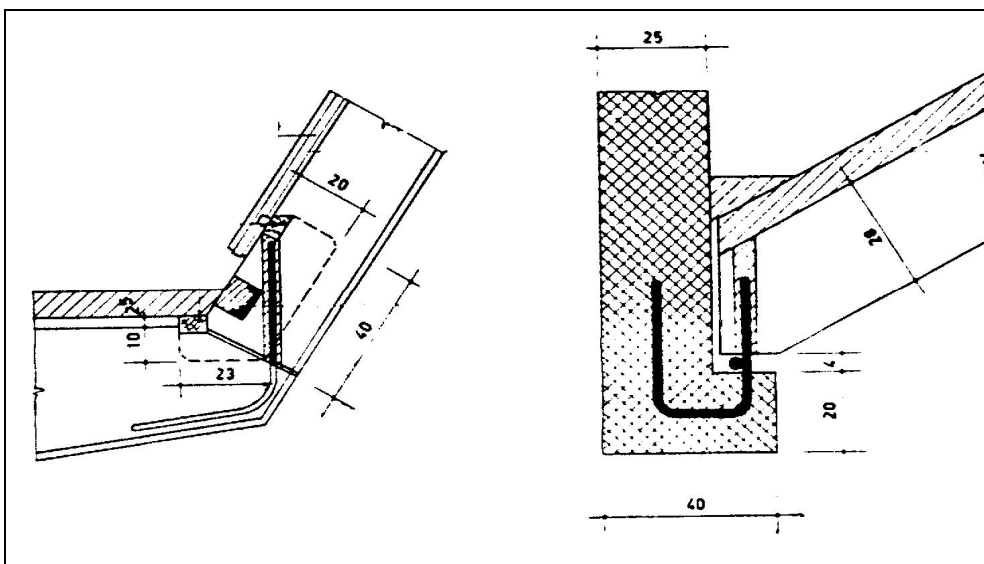


Figura 143

---

*Capitolo III***Problemi di contatto e dispositivi di appoggio****3.1 Aspetti generali**

Le strutture in cemento armato ad ossatura di tipo assemblato presentano determinati problemi statici che si possono riassumere in **problemi di insieme, di diffusione e di trasferimento**.

I primi, riguardanti la statica e la deformazione dell'organismo portante nel suo insieme o dei suoi elementi, non differiscono da quelli che si hanno nelle strutture tradizionali in cemento armato, salvo la necessità di computare eventualmente l'influenza del collegamento sul regime statico e di deformazione strutturale: in generale accade che i collegamenti, sia del tipo ad umido che del tipo a secco, manifestano una certa deformabilità che può giocare un ruolo non indifferente nel determinare il regime statico e di deformazione dell'intera struttura.

In merito ai problemi di diffusione e di trasferimento è opportuno approfondire alcuni aspetti. Per ciò che riguarda la diffusione delle azioni, pur non essendoci differenze qualitative rispetto al caso delle strutture ordinarie gettate in opera, il problema si presenta in maniera più significativa nelle strutture prefabbricate di grande luce per l'entità particolarmente elevata dei carichi in gioco.

Una piccola sezione di calcestruzzo interessata da una sollecitazione concentrata subisce uno stato tensionale di difficile traduzione matematica;

tuttavia esistono formule di calcolo sufficientemente approssimate, ottenute in seguito ad esperienze e prove di laboratorio, in grado di descrivere in maniera corretta e semplificata i reali meccanismi che si innescano in queste condizioni (in figura 144 si mostrano le zone interne di trazione e compressione nel caso di azioni concentrate). E' importante capire come avviene la diffusione dello sforzo per determinare la superficie di diffusione ( $A_d$ ) interessata dalle massime tensioni di trazione, la zona in cui, cioè, si devono disporre le eventuali armature localizzate.

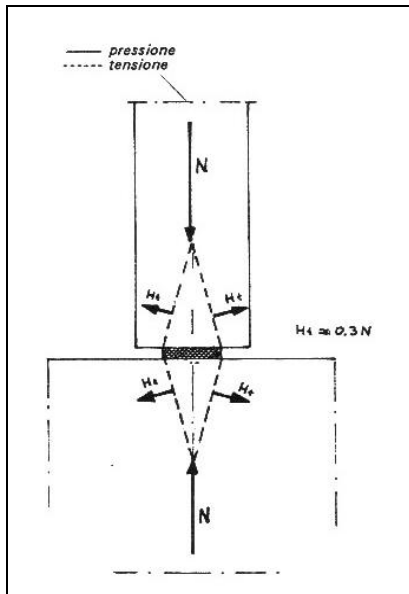


Figura 144

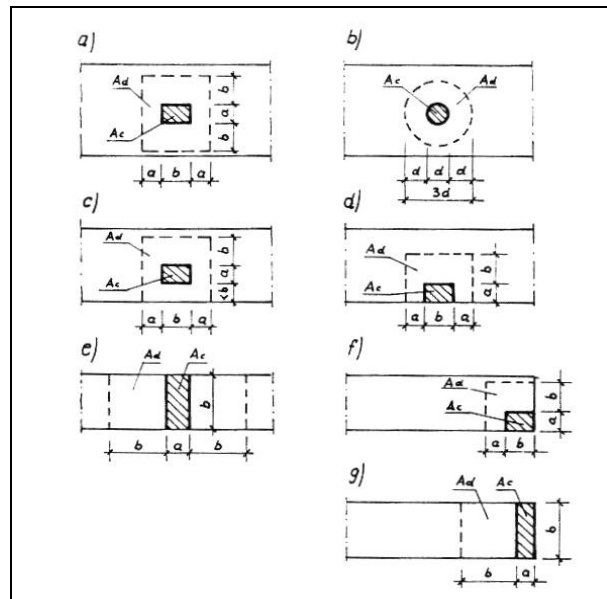


Figura 145

Nella figura 145 sono riportati i casi più frequenti con l'indicazione dei dati geometrici necessari per determinare le superfici di diffusione nonché le zone di contatto e le zone di diffusione degli sforzi localizzati. Per sollecitazioni di questo tipo un criterio di verifica e progetto a cui le indicazioni tecniche rimandavano è

$$N \leq \sigma_{cc} A_c$$

dove:

$N$  = carico gravante sulla superficie di contatto

$\sigma_{cc} = \sigma_{am} w_c$  = resistenza del cls a compressione

$$w_c = 4 - 5 \sqrt{\frac{A_c}{A_d}} + 2 \frac{A_c}{A_d}$$

$A_c$  = superficie di contatto

$A_d$  = superficie di diffusione

Nel caso in cui  $N \geq \sigma_{cc} A_c$  l'armatura era poi dimensionata per la quota parte  $\Delta N \geq N - \sigma_{cc} A_c$ , rispettando la limitazione  $\Delta N \leq 0.75 \sigma_{cc} A_c$ . L'armatura nelle zone soggette a tali stati tensionali localizzati possono essere a maglie sovrapposte (figura 146) o a spirale (figura 147).

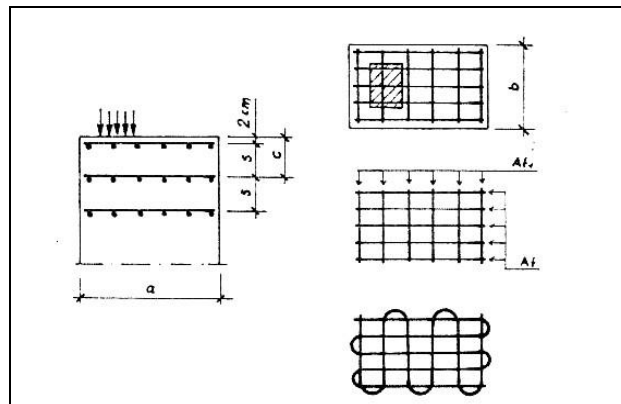


Figura 146

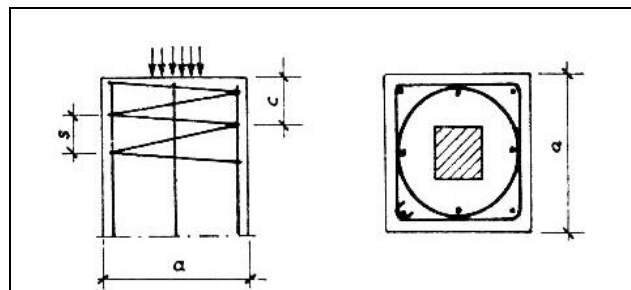


Figura 147

### 3.2 Prescrizioni normative e verifiche di resistenza

Le indicazioni del CNR, invece, in accordo con tutte le normative europee più avanzate, valutano la resistenza di progetto  $N_{Rd}$  come somma di due contributi:  $N_{cRd}$  e  $N_{sRd}$ , legati rispettivamente al calcestruzzo ed alle staffe di sconfinamento, ed in particolare:

$$N_{cRd} = \min(\sqrt{10} f_{cd} A_{cd}; f_{cd} \sqrt{A_{c0} A_{c1}})$$

essendo  $A_{c0}$  l'area direttamente caricata, e  $A_{c1}$  l'area omotetica a  $A_{c0}$  che incontra il perimetro del corpo caricato. Il contributo delle staffe di confinamento è il seguente:

$$N_{cRd} = 1.3 f_{sd} A_s \frac{u_s}{e_s} - f_{cd} (A_{c1} - A_{c2})$$

essendo  $u_s$  il perimetro della singola staffa,  $e_s$  il passo delle staffe ed  $A_s$  l'area trasversale complessiva delle staffe,  $A_{c2}$  l'area in pianta compresa all'interno di una staffa. Il primo termine evidentemente fornisce il contributo benefico dell'acciaio che cresce all'aumentare dell'area complessiva e del perimetro delle staffe e diminuisce all'aumentare del passo; il secondo termine è sottrattivo e rappresenta l'aliquota di confinamento che viene a mancare in quanto la differenza fra  $A_{c0}$  ed  $A_{c2}$  rappresenta l'area di calcestruzzo non confinato dalle staffe.

Il calcestruzzo compresso direttamente dall'azione concentrata è fortemente aiutato dalla presenza delle staffe, le quali ne migliorano le capacità ultime per effetto della pressione radiale che esse esercitano al “core” di cls, e quindi al collasso è mobilitata una maggiore massa di cls.

Il problema di trasferimento degli sforzi è, invece, caratteristico delle strutture assemblate e riguarda il passaggio delle forze attraverso le sezioni di collegamento; una volta che sia stato reso possibile questo trasferimento il problema rientra nell'usuale meccanismo di diffusione delle strutture di tipo

gettato in opera. Tuttavia, proprio questo problema del trasferimento delle sollecitazioni deve essere approfondito con attenzione, poiché dal funzionamento del vincolo d'appoggio dipende il comportamento della struttura nel suo insieme sotto i diversi fattori di carico. Infatti, quando i vincoli realizzati da un'unione hanno caratteristiche elastiche non più lineari, il regime statico della struttura non è più proporzionale alle sollecitazioni applicate, e quindi la struttura stessa deve essere studiata per ogni situazione di sollecitazione.

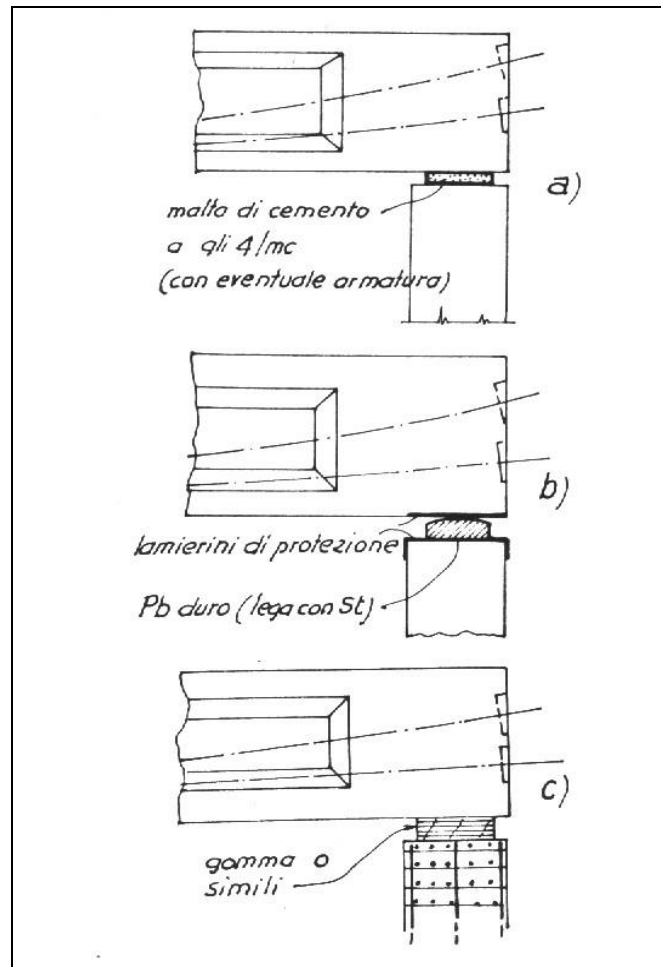
In questi casi è necessario conoscere le leggi  $\sigma$ - $\varepsilon$  che regolano il comportamento meccanico delle unioni, leggi ottenibili unicamente attraverso ricerche sperimentali: per tale ragione sarebbe opportuno che le unioni impiegate nella realizzazione di una struttura siano di pochi tipi diversi, così da consentire una sperimentazione oculata per ottenere l'esatta descrizione del loro comportamento.

Come già detto in precedenza, il collegamento tra due elementi strutturali è spesso realizzato interponendo tra le due superfici di contatto un pacchetto di materiale che può essere uno strato di malta, una piastra di piombo, una piastra di gomma (neoprene, resine sintetiche, ecc.), come indicato in figura 148.

Gli appoggi in gomma costituiscono un caso di particolare interesse, in quanto si pongono in una posizione intermedia tra la categoria degli appoggi fissi e la categoria degli appoggi mobili, offrendosi anche come smorzatori delle azioni sismiche. Quelli a semplice strato permettono di sopportare pressioni dell'ordine di  $40 \text{ daN/cm}^2$ , mentre quelli multistrato con inserti metallici possono sopportare carichi dell'ordine di  $100\text{-}150 \text{ daN/cm}^2$ ; in entrambi i casi la rotazione ammissibile varia da  $0.004$  a  $0.015 \text{ rad}$  circa e gli spostamenti ammissibili variano dai  $2$  ai  $6 \text{ cm}$ <sup>9</sup>.

---

<sup>9</sup> In ogni caso la portata, gli spostamenti e le rotazioni ammissibili dipendono in maniera evidente dallo spessore e dalle dimensioni del pacchetto.

**Figura 148**

Le curve caratteristiche carico-deformazione per la gomma si possono considerare lineari solo per un brevissimo tratto attorno all'origine (vedi figura 149); se si paragonano i diagrammi di sforzo-deformazione di un provino di acciaio ed uno di gomma (come è mostrato qualitativamente nella figura 150), si mette in evidenza una grandissima diversità di comportamento fra i due materiali: per la gomma il diagramma è caratterizzato da deformazioni molto più vistose e non può essere assimilato, nemmeno per un breve tratto, ad una retta; inoltre il comportamento del provino in gomma è molto influenzato dall'entità delle sollecitazioni cui è soggetto.



Nelle norme CNR UNI 10018 il modulo  $G$  si determina convenzionalmente nel tratto di curva  $y-t$  fra i valori dello scorrimento  $g$  pari a 0.2 e 0.4 nel secondo ciclo di scarico.

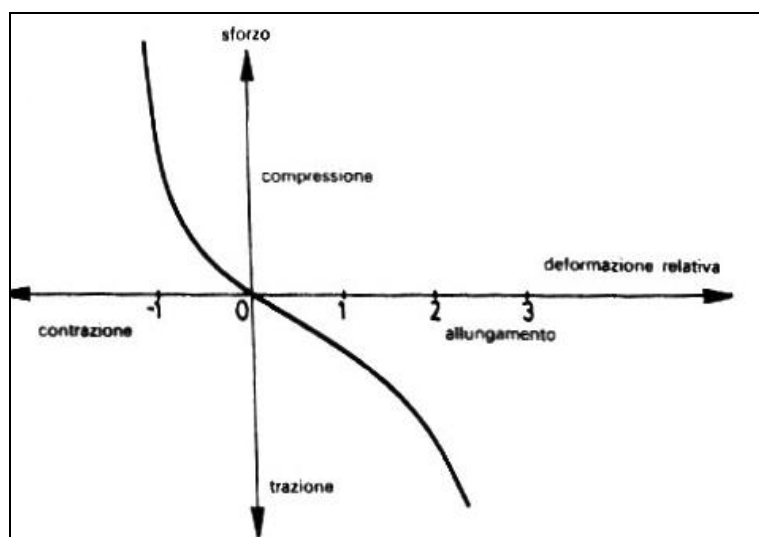


Figura 149

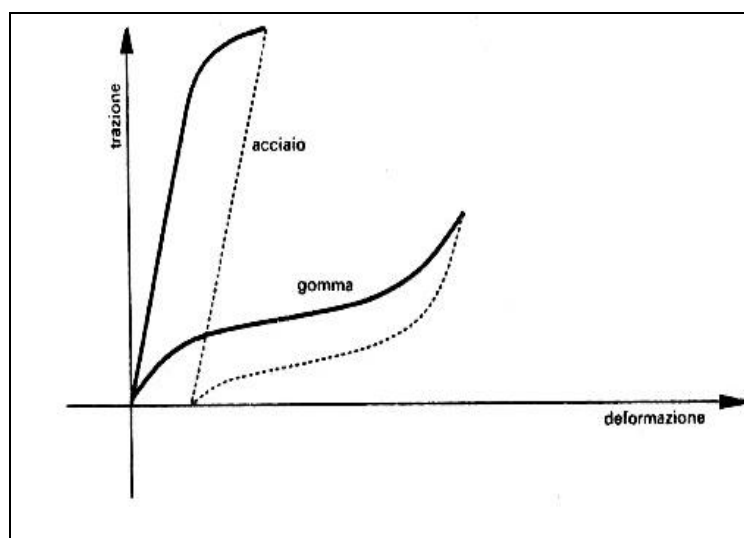


Figura 150

Esaminando più da vicino il comportamento degli appoggi in gomma conviene considerare separatamente le varie combinazioni di carico.

Consideriamo, inizialmente, il caso di solo sforzo normale  $N$  (figura 151). La deformazione di figura 151.a si verificherebbe nel caso in cui il pacchetto di gomma fosse libero di deformarsi trasversalmente, ma in realtà questa ipotesi non è accettabile e la effettiva deformazione che si ha è quella di figura 151.b, nel caso di pacchetto formato da un unico strato, o quella di figura 151.c, se il pacchetto è a più strati.

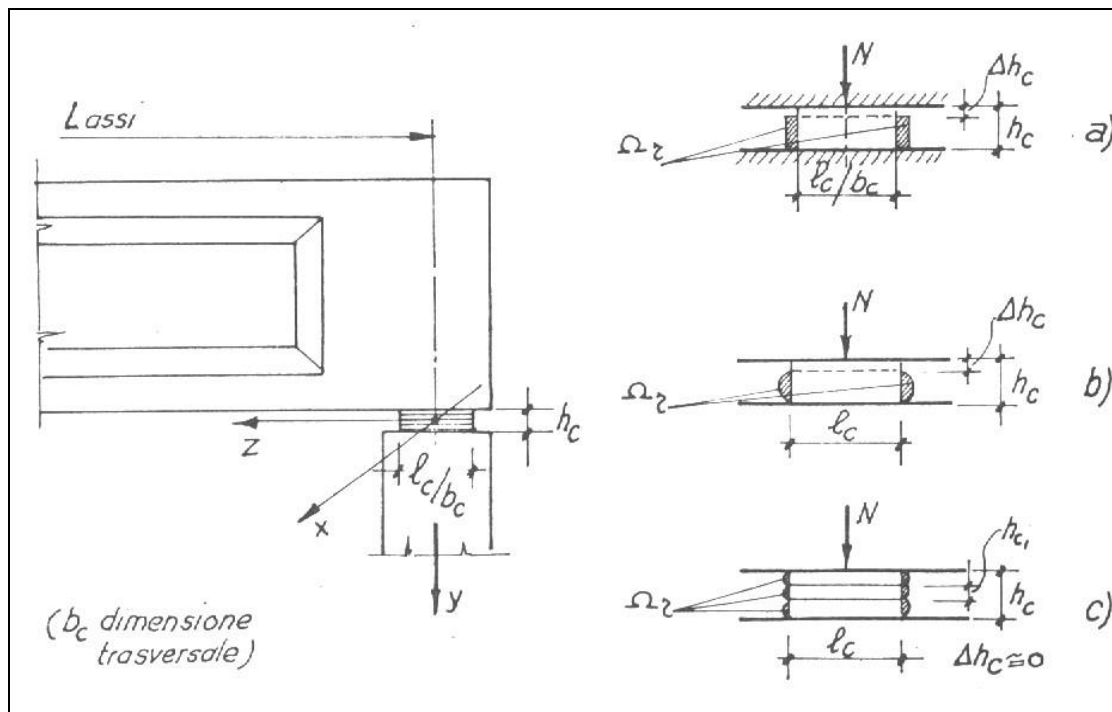


Figura 151

Per i tre casi descritti la rigidità assiale può porsi rispettivamente pari a:

$$1. \quad W_n = \frac{E_c \cdot A_c}{h_c}$$

$$2. \quad W_n = \frac{E_c \cdot A_c}{h_c} \cdot \frac{1 + 0.5\mu_c \cdot n^2}{1 - \mu_c^2}$$

$$3. \quad W_n = \frac{E_c \cdot A_c}{h_c} \cdot \frac{1 + 0.5\mu_c \cdot n_1^2}{1 - \mu_c^2}$$

essendo  $\mu_c = 1/m_c$  il coefficiente di contrazione trasversale ed  $n = l_c/h_c$  oppure  $n_1 = l_c/h_{c1}$  il cosiddetto fattore di forma.

Poiché nel terzo caso, per un dato spessore totale  $h_c$ ,  $n_1 = l_c/h_{c1}$  è tanto più grande quanto maggiore è il numero di fogli sovrapposti, si può comprendere come in esso lo schiacciamento sia praticamente nullo, tanto da poter considerare l'appoggio come assialmente indeformabile.

E' possibile parlare di un aumento di rigidità del materiale, valutabile attraverso un coefficiente di Young

$$E^* = \frac{1 + 0.5\mu_c \cdot n^2}{1 - \mu_c^2} \cdot E_c > E_c$$

dove per gomme non troppo dure può assumersi con sufficiente approssimazione  $\mu_c = 0.5$ , il che, come noto, spetterebbe soltanto ai materiali incompressibili.

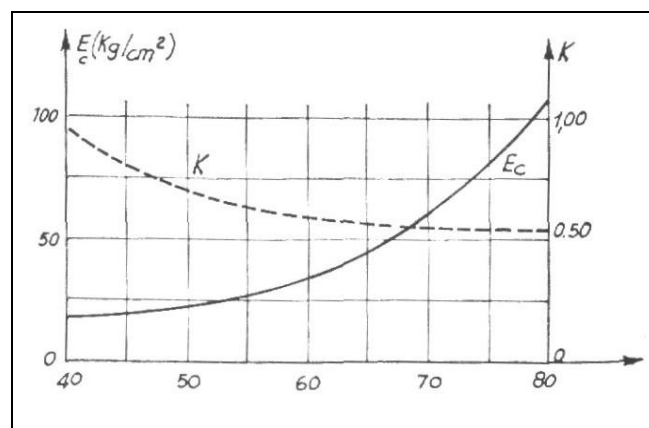


Figura 152

Così facendo si giunge alla formula di Gent:  $E_c^* = \frac{4}{3} \cdot E_c (1 + k \cdot 0.25n^2)$ ,

in cui il coefficiente  $k$  tiene conto del grado di durezza della gomma usata attraverso i valori del grafico di figura 152 (nella quale è riportata anche la variazione del modulo  $E_c$  con la durezza).

Per quanto riguarda la distribuzione delle  $\sigma_y$  e delle  $\tau_{yz}$  (assi di figura 151), si può dire che le prime sono quasi nulle sul contorno e massime al centro, con valori massimi pari a  $1.5 \div 2$  volte il valore medio, mentre le  $\tau_{yz}$ , nulle per simmetria a metà altezza di ogni foglio, sono proporzionali allo spessore del foglio e raggiungono i massimi valori sulle due facce superiore ed inferiore di questo, dove sono massime sul contorno. Pertanto lungo i bordi superficiali dei fogli si hanno tensioni tangenziali  $\tau$  molto grandi accompagnate da  $\sigma$  piccole o nulle, in modo che può verificarsi una rottura per “strappamento”, nel caso in cui l’attrito impedisca lo spostamento relativo dei fogli ed avvenga prima la rottura del materiale (per trazione), ma più facilmente si può produrre uno scorrimento dei fogli sovrapposti. E’ per questo che quando il pacchetto è del tipo “sandwich”, ossia costituito da fogli di gomma con interposti lamierini metallici, occorre che questi ultimi siano rigidamente fissati alla gomma, ad esempio mediante una vulcanizzazione a caldo, per evitare ogni scorrimento. Con tale dispositivo si può accettare un valore medio della pressione  $\sigma_y$  anche di  $200 \div 300 \text{ daN/cm}^2$ , poiché solo per un migliaio di  $\text{daN/cm}^2$  il pacchetto è messo fuori uso. Un’altra soluzione che si può presentare consiste nella presenza di un “frettagge” della gomma mediante reti ondulate fate penetrare sotto carico nella gomma (bastano  $10 \text{ daN/cm}^2$  di pressione); tuttavia in questo caso la rottura del pacchetto avviene già per un valore medio della pressione  $\sigma_y$  di  $1000 \div 1500 \text{ daN/cm}^2$ , il che porta a limitare i valori in esercizio a  $50 \div 60 \text{ daN/cm}^2$ .

Esaminiamo ora il funzionamento del pacchetto sotto un carico trasversale  $T$  (figura 153): lo spostamento trasversale relativo degli elementi appoggiati avviene in virtù di una deformazione a taglio del pacchetto, con mantenimento delle superfici piane.

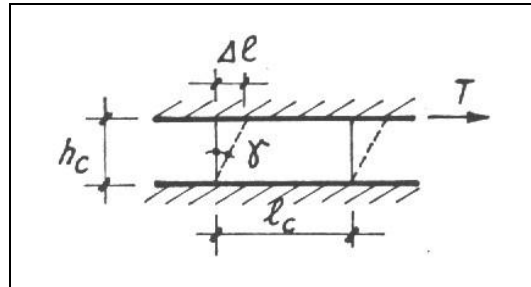


Figura 153

Il legame elastico è  $\Delta l = Th_c / G_c A_c$ , e quindi la rigidezza tagliente è  $W_t = G_c A_c / h_c$ , in cui il modulo d'elasticità tangenziale  $G_c$  non è rigorosamente costante, ma diminuisce al crescere della deformazione e risulta variabile con la durezza della gomma in modo simile a quanto accade per il modulo normale  $E_c$ <sup>10</sup>.

Quanto detto vale per angoli di scorrimento  $\gamma$  fino al valore  $\text{tg} \gamma^* = \frac{\Delta l^*}{h_c} \leq 2.5$

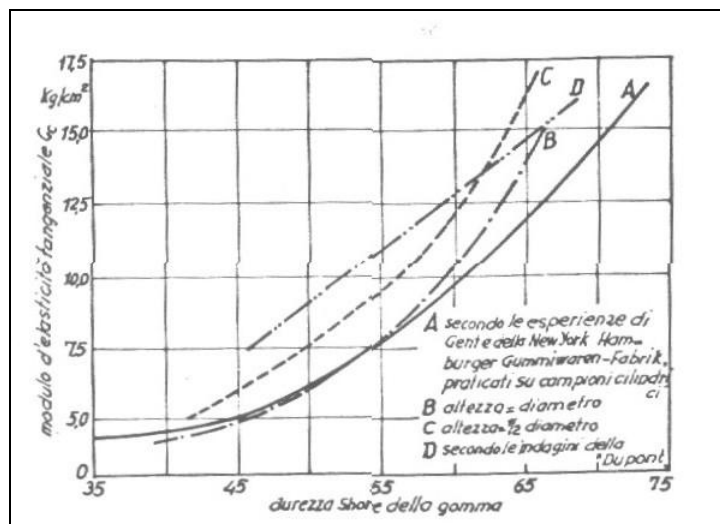


Figura 154

<sup>10</sup> Si può riportare per  $G_c$  il diagramma sperimentale di figura 11, tratto dalla memoria del prof. Leonhardt.

Per scorrimenti  $\Delta l > \Delta l^*$  inizia il moto relativo fra gli elementi appoggiati (slittamento) ed il legame  $T-\Delta l$  cessa di essere lineare (figura 155): se indichiamo con  $T_0$  il valore della resistenza allo slittamento, possiamo dire che per un certo  $\Delta l > \Delta l^*$  il valore di  $T$  sarà compreso tra i due limiti  $T^*$  e  $T_0$ , poiché il fenomeno dipende dalla velocità con cui avviene lo spostamento.

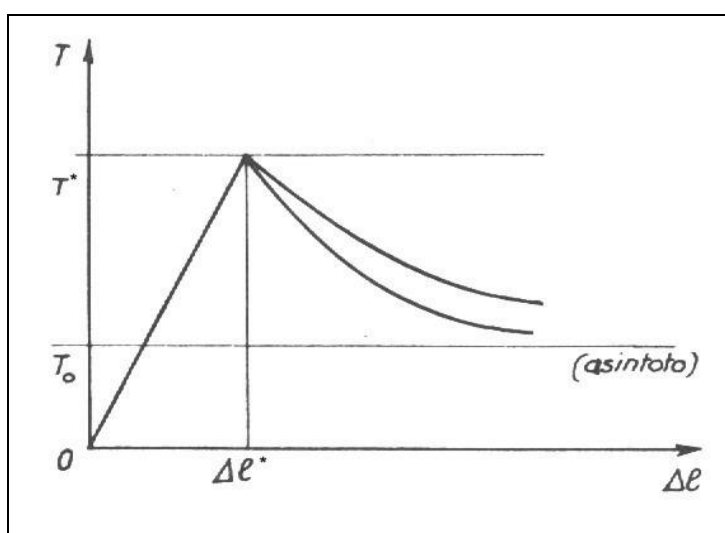


Figura 155

Quindi possiamo dire che per piccoli valori del  $\Delta l$  l'apparecchio funziona praticamente come una cerniera fissa, essendo le deformazioni trasversali e le forze calcolabili attraverso il legame elastico classico, mentre per grandi valori del  $\Delta l$ , ossia per grandi spostamenti in seguito ai quali ha inizio il moto e  $T=T_0=cN$  (essendo  $c$  il coefficiente d'attrito allo slittamento), il vincolo diventa un carrello, quasi perfetto per valori di  $c$  prossimi a 0. E' importante notare che l'apparecchio può ancora funzionare come fisso anche quando la forza applicata  $T$  fosse maggiore di  $T_0$ , posto che il  $\Delta l$  sia ancora minore di  $\Delta l^*$ : ciò dipende ovviamente dalla forma della funzione  $T(\Delta l)$ . Vediamo infine il comportamento del pacchetto d'appoggio sotto l'azione di un momento flettente  $M$  (figura 156).

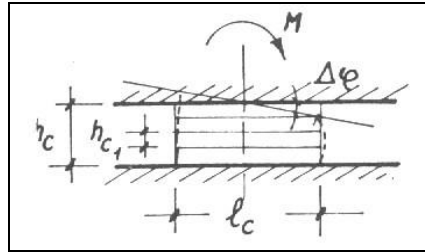


Figura 156

In modo simile a quanto si è fatto per il carico assiale  $N$ , per il caso più generale di un pacchetto costituito da più fogli di gomma con lamierini interposti, si può scrivere:

$$\Delta\varphi = \frac{M \cdot h_c}{E_c \cdot I_c} \cdot \frac{1 - \mu_c^2}{1 + 0.1\mu_c \cdot n_1^2}$$

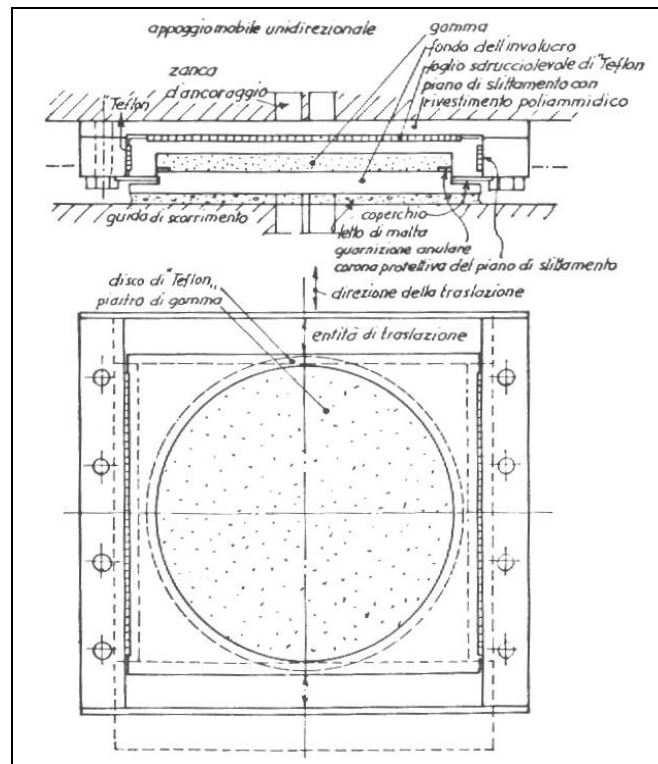
essendo  $n_1 = l_c/h_{c1}$ . Risulterebbe così una rigidezza flessionale molto elevata:

$$W_\varphi = \frac{E_c \cdot I_c}{h_c} \cdot \frac{1 + 0.1\mu_c \cdot n_1^2}{1 - \mu_c^2}$$

tanto grande che talvolta si potrebbe ritenere il pacchetto indeformabile a flessione, ossia considerare il vincolo come un incastro fisso o mobile, in funzione del valore della forza  $T$  e dello scorrimento  $\Delta l$ .

In altri casi, invece,  $W_\varphi$  potrebbe essere molto modesta, per l'esiguo valore della dimensione trasversale  $l_c$  (cui corrisponde un basso valore del momento d'inerzia  $I_c$ ) e per il grande spessore  $h_c$ : in questo caso il pacchetto d'appoggio non costituirebbe alcun vincolo alle rotazioni, comportandosi come una cerniera fissa oppure mobile (carrello) a seconda del valore della forza  $T$  e dello scorrimento  $\Delta l$ . Per limitare il valore di  $W_\varphi$  si ricorreva (come del resto si fa anche oggi) ad un aumento dell'altezza del pacchetto, con il risultato di avere un

appoggio eccessivamente deformabile a compressione e taglio, a meno di non “incapsularlo” in una scatola metallica (figura 157).



**Figura 157**

La scatola è chiusa da una piastra metallica libera di muoversi assialmente, come il pistone di una pressa idraulica, e di ruotare attorno al suo asse grazie alla cedevolezza della gomma sottostante: tra questa e le pareti della scatola è disposta una guarnizione anulare. A differenza di quanto avviene nei pacchetti liberi, nei quali si è visto che le pressioni  $\sigma_y$  non sono distribuite uniformemente, in questo caso sotto un carico assiale le pressioni devono essere distribuite in modo uniforme, poiché la gomma non può sottrarsi al carico attraverso le deformazioni trasversali ora impedito: in sostanza si può paragonare la gomma ad un liquido viscoso, sottoposto a pressioni che possono giungere fino ad oltre 1600 daN/cm<sup>2</sup>



in condizioni ultime, e quindi con pressioni ammissibili dell'ordine di  $400 \div 500$  daN/cm<sup>2</sup>.

Tenendo conto solo del lavoro di deformazione della gomma, si giunge al seguente valore della rigidità flessionale del pacchetto incapsulato:

$$W\varphi = \frac{I_c}{h_c} \cdot E_c + \frac{3}{2} \cdot G_c n^2$$

che, per il caso di un pacchetto circolare di diametro  $\phi_c$  e con  $\mu_c=0.5$ , può scriversi:

$$W\varphi = 0.15n_c \cdot G_c (1 + 0.5n^2)$$

In realtà tale rigidità risulta leggermente maggiore per la presenza degli attriti della gomma e della guarnizione sulle pareti interne della capsula. In figura 158 sono riportati i risultati teorici e quelli sperimentali ottenuti dal prof. Leonhardt (comprensivi dell'ultimo effetto indicato) assunti molte volte come valido riferimento nella progettazione di questo tipo di apparecchiature.

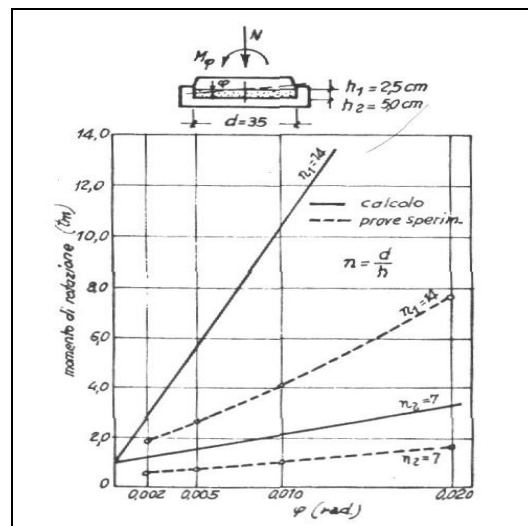


Figura 158

La rigidezza a flessione può essere ulteriormente ridotta se fra la gomma e le piastre d'acciaio è interposto un materiale dotato di particolare scivolosità (come ad esempio una lastra di teflon di circa 2 o 3 cm di spessore): in tal caso si può assumere  $W_\varphi=0$ , per cui l'apparecchio, nei riguardi della rotazione si comporta come una cerniera perfetta.

La rigidezza flessionale dipende anche dalla velocità con cui si manifesta la rotazione: essa diminuisce al diminuire della velocità con cui si produce la rotazione. Infine è utile ricordare la quasi completa inalterabilità del materiale per fenomeni di fatica, il che assicura la conservazione nel tempo della condizione  $W_\varphi=0$ .

Ritornando al caso del pacchetto libero sottoposto all'azione di un momento flettente, l'andamento delle tensioni  $\sigma_y$  e  $\tau_{yz}$  è quello di figura 159, con valori per le prime proporzionali al cubo del fattore di forma  $n$  e per le seconde al quadrato di  $n$ .

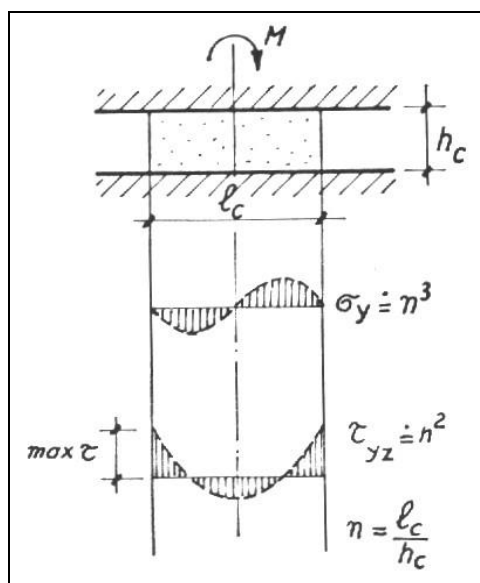


Figura 159

Si può verificare, come nel caso del carico assiale  $N$ , uno spostamento

relativo dei fogli che costituiscono il “sandwich” per via della concomitanza sui bordi superficiali di tensioni tangenziali rilevanti con pressioni nulle o quasi o addirittura di segno contrario, il che richiede l’assoluta solidarietà degli elementi metallici alla gomma per evitare che l’apparecchio di appoggio possa, per così dire, disorganizzarsi. Il fenomeno, ovviamente, appare scongiurato nei pacchetti incapsulati, poiché in questi le tensioni hanno una distribuzione diversa.

In conclusione è sembrato interessante riportare alcuni risultati ottenuti dal Leonhardt relativi alla determinazione del coefficiente di attrito  $c$  per il teflon, materiale adoperato in casi speciali dati gli elevati costi ad esso connessi. Si è visto che i minori valori di  $c$  si hanno per il teflon bianco appoggiato su lastre di acciaio con rivestimento poliammidico di 1 o 2 mm. Per il caso di teflon bianco di 3 mm di spessore, posato su piastre cromate di acciaio temperato, si hanno i risultati di figura 160, dove è riportato per un confronto l’attrito di un apparecchio metallico al primo rotolamento e dopo numerosi rotolamenti, a seguito dei quali si verifica una sensibile riduzione dell’attrito per effetto dell’incrudimento del materiale.

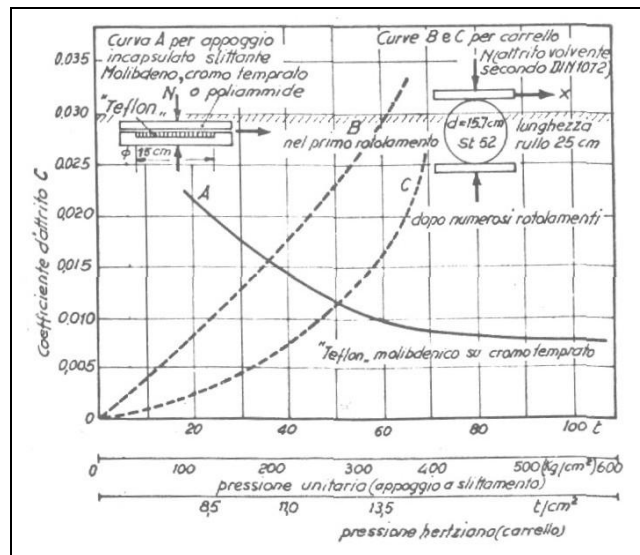
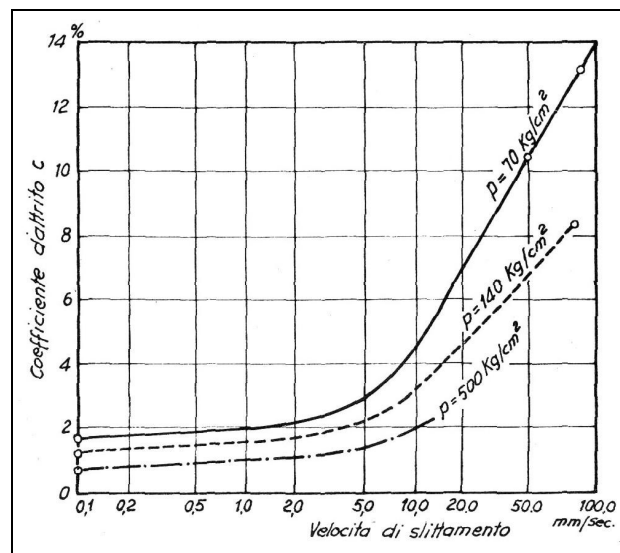


Figura 160

Nel caso del teflon, per un valore della pressione media di  $100 \text{ kg/cm}^2$ , si parte dal valore  $c=0.022$ , per scendere al di sotto di  $0.008$  quando la pressione supera i  $500 \text{ kg/cm}^2$ . Nella figura 161 sono riportati i risultati di prove sperimentali americane eseguite per valutare le variazioni di  $c$  del teflon al variare della velocità di slittamento.



**Figura 161**

Infine si deve ricordare che, a differenza del neoprene che è influenzabile a tal punto dalla temperatura da non poter essere impiegato al di sotto di  $-(30 \div 40)^\circ\text{C}$ , perché diventa troppo rigido, il teflon risulta praticamente insensibile agli effetti termici per temperature comprese tra i  $-200$  ed i  $300^\circ\text{C}$ .

---

*Capitolo IV***Inquadramento normativo****4.1 L'evoluzione della normativa italiana**

Nel corso degli anni, la normativa tecnica italiana relativa alla progettazione delle costruzioni in cemento armato ordinario e precompresso è stata più volte aggiornata in seguito sia ai numerosi cambiamenti che hanno riguardato la tecnica delle costruzioni, sia alle esperienze maturate in ambito scientifico, sia al verificarsi di fenomeni sismici manifestatisi nell'ambito del territorio nazionale. All'interno del quadro complessivo di normative emanate dal Min. LL PP si collocano poi le normative specifiche per le costruzioni prefabbricate, delle quali le prime risalgono alla seconda metà degli anni '60, e di particolare interesse ed importanza, inoltre, è senza dubbio la storia dell'evoluzione della normativa sismica italiana, evoluzione che ricopre un arco temporale di circa un secolo, in quanto il primo intervento che venne realizzato al fine di imporre il rispetto di norme tecniche da adottarsi in zona sismica fu il Regio Decreto del 18 aprile 1909 n.193, formulato in seguito al violento terremoto che colpì Reggio Calabria e Messina nel 1908.

A partire da questo, si inaugurò la classificazione sismica del territorio nazionale. I vari Decreti e Leggi emanati negli anni successivi, stabilivano l'inserimento dei Comuni nelle liste in cui si rendeva obbligatoria l'osservanza

delle norme tecniche antisismiche, il più delle volte, non sulla base di una valutazione della pericolosità sismica della zona, ma piuttosto perché il Comune era stato interessato da un evento. Tale criterio di classificazione sismica venne adottato fino al 1974<sup>11</sup>, potendo così intervenire solo sulle costruzioni edificate nelle zone interessate dalla classificazione dopo l'entrata in vigore della stessa, o sulle costruzioni soggette ad interventi di riparazione post-sisma.

Così oggi risulta essere imponente il patrimonio edilizio “non protetto” soprattutto alla luce delle recenti evoluzioni nel campo della sismica, cui ha fatto seguito una riclassificazione imponente di tutto il territorio nazionale da un lato (riclassificazione sismica dei Comuni italiani effettuata nel 2003 e successivamente introduzione delle nuove procedure di determinazione della pericolosità sismica del sito in funzione delle coordinate geografiche latitudine e longitudine applicate all'intero territorio nazionale), e una rimodulazione organica delle normative sia sismiche in particolar modo, che strutturali in termini più generali.

Ad ogni modo, allo stato attuale, il problema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti rimane di primo piano in merito alla protezione strutturale del patrimonio edilizio del Paese, e recenti vicende note a tutti hanno ulteriormente messo in evidenza l'inadeguatezza dei manufatti “vecchi” a resistere ad azioni eccezionali in maniera adeguata.

Dopo il R.D.L del 1908 si ebbero il D.L. 1526 del 1916, con il quale vennero quantificate le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio, ed il Regio Decreto n. 431 del 1927, con il quale vennero introdotte due categorie sismiche a differente pericolosità (la I° e la II°) e la conseguente applicazione di diverse forze sismiche in ciascuna di esse.

Con il Regio Decreto n. 640 del 1935 si ebbe una svolta importante con l'emanazione di specifiche direttive tecniche e con l'obbligo per i Comuni di

---

<sup>11</sup> Dal 1962, con la Legge 1684, si era disposto che le norme sismiche dovessero essere rispettate nei “comuni soggetti ad intensi movimenti sismici” e non più solo nei “comuni colpiti da terremoto”, ma di fatto nulla era cambiato rispetto alla prassi precedente di classificare solo a seguito di terremoti. In realtà questa prassi è stata seguita fino al 1980 e solo con i decreti seguiti al Progetto Finalizzato Geodinamica la classificazione è stata fatta sulla base di “comprovate motivazioni tecniche”, come disposto dalla Legge 64/74.

---

approntare regolamenti edilizi propri. Tale Decreto è rimasto in vigore fino al 1962, anno in cui, con la legge 1684 del 25 novembre, si entra nel corpo delle norme attuali, essendo ancora quest'ultima parzialmente in vigore. Con essa si intese di applicare le norme sismiche ai Comuni "soggetti ad intensi movimenti sismici" e non più solo a quelli colpiti dal terremoto. Si introduceva, inoltre, la possibilità di considerare azioni sismiche ridotte in presenza di situazioni geologiche e morfologiche particolarmente favorevoli. Nel 1974, con l'emanazione della legge n. 64 vengono stabiliti alcuni principi generali di carattere tecnico e disciplinare e viene affidato ad appositi Decreti ministeriali il compito di disciplinare i diversi settori delle costruzioni, rendendo più agevole successivi eventuali aggiornamenti delle norme stesse.

Il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 14 luglio del 1984 rappresenta l'ultimo di una serie di decreti emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1979 e il 1984 con i quali sono stati ridisegnati i limiti della classificazione sismica ancora oggi in vigore. La Commissione per la riclassificazione Sismica, istituita in quegli anni presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, recependo i risultati del Progetto Finalizzato Geodinamica del C.N.R., stabiliva per la prima volta dei criteri generali, validi per tutto il territorio nazionale, con i quali provvedere all'iscrizione dei Comuni negli elenchi di classificazione.

Ulteriori sviluppi si sono avuti fino agli anni 1996–1998 con l'emanazione del D.M. 16/01/1996 e circolare 65/97, successivamente sostituiti dalla O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., dal M.M. 2005, fino ad arrivare alle attuali vigenti N.T.C. del 2008.

Stante il sopracitato quadro storico, la nostra attenzione deve essere dunque concentrata sui RDL 23 marzo 1935, n. 640, legge del 25 novembre 1962 n. 1684, legge del 2 febbraio 1974 n. 64, che sono specificatamente relative alle zone sismiche, mentre per le costruzioni in zone asismiche dobbiamo fare riferimento al RD del 29 luglio 1933, n. 1213, (Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio), al RD del 16 novembre 1939 n. 2229 e alla legge del 5 novembre 1971 n. 1086, soffermandoci

essenzialmente sulle direttive tecniche relative alle opere in cls. Inoltre è opportuno ricordare che normative esplicitamente riferite alle costruzioni prefabbricate vennero emanate solo a partire dalla metà degli anni Sessanta, quando la diffusione di tali tipologie di strutture aveva già assunto proporzioni molto significative a livello nazionale; le varie circolari ministeriali introdotte nel 1965 e nel 1967 vennero poi sostituite dalla circolare del Min. LL.PP. dell'11 agosto 1969 n. 6090, che raccoglieva tutte le prescrizioni relative alle strutture prefabbricate a pannelli portanti realizzate in zona asismica e sismica, osservando in queste ultime le particolari prescrizioni contenute nella legge del 25 novembre 1962 n. 1684. Inoltre è importante ricordare le “Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso”, ed in particolare le circolari ministeriali n. 494 del 7 marzo 1960 e n. 1398 del 23 gennaio 1965.

Il RD del 25 marzo 1935 n. 640 dedica gli art. 3 e 4 alle “Norme per tutti i Comuni del Regno non colpiti da i terremoti”, in cui si assegna alle singole amministrazioni comunali il compito di far osservare “le buone regole dell'arte del costruire, in relazione ai materiali ed ai sistemi costruttivi adottati nei loro rispettivi territori”, e sono date disposizioni di carattere generale e qualitativo; per le strutture in cemento armato si rimanda alle norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio vigenti all'inizio dei lavori, e di cui si parlerà in seguito. I restanti articoli del decreto riguardano invece le “Norme per le località sismiche della 1<sup>a</sup> e della 2<sup>a</sup> categoria” ed è suddiviso in 5 parti, delle quali la prima si occupa delle nuove costruzioni, mentre le altre di ricostruzioni, riparazioni, sanzioni ed aspetti burocratici. L'art. 30 è quello di maggiore interesse, poiché riguarda la valutazione delle azioni sismiche: “Nei calcoli di stabilità degli edifici con intelaiatura in cemento armato o completamente metallica o con altri sistemi si debbono considerare le seguenti forze agenti sulle strutture resistenti dell'edificio:

a) il peso proprio delle varie parti ed il sovraccarico accidentale, distribuito in modo da produrne le maggiori sollecitazioni. I carichi suddetti debbono essere aumentati del 40% per tener conto dell'accelerazione sismica dipendente dal moto sussultorio;



b) forze orizzontali applicate alle masse delle varie parti dell'edificio, dipendenti dalle accelerazioni sismiche ad esso trasmesse dal moto ondulatorio. Tali forze debbono considerarsi agenti in entrambi i sensi, tanto in direzione longitudinale quanto in direzione trasversale. Il rapporto tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0.10, qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero di piani. Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad  $1/3$  di quello massimo assunto per il calcolo delle singole strutture, sempre che il carico totale così considerato non risulti inferiore a  $2/3$  della somma del peso permanente e del carico accidentale massimo, nel qual caso si deve considerare nel calcolo quest'ultimo valore. (...) Nei calcoli non sono da considerarsi come agenti contemporaneamente le scosse sussultorie e le scosse ondulatorie. (...)” Per la 2<sup>a</sup> categoria le direttive sono le stesse, solo che i carichi devono essere aumentati del 25% ed il rapporto tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0.07.

Tale normativa venne poi soggetta a lievi modifiche col RDL del 22 novembre 1937 n. 2105, di cui riportiamo la parte di principale interesse, che riguarda l'articolo 31 dedicato ai calcoli di stabilità (ex art. 30):

“ (...) a) il peso proprio delle varie parti ed il sovraccarico accidentale, distribuito in modo da produrne le maggiori sollecitazioni. Per tenere conto dell'accelerazione sismica dipendente dal moto sussultorio, si considererà un carico totale uguale alla somma del peso proprio più  $1/3$  del sovraccarico accidentale aumentato del 40%, (25% in 2<sup>a</sup> categoria) sempre che il carico totale così ottenuto non sia inferiore alla somma del peso proprio e del sovraccarico accidentale; (...)”

In più, per la 2<sup>a</sup> categoria, il rapporto tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0.05, qualunque siano l'altezza ed il numero di piani.

Volendo, dunque, sottolineare gli aspetti principali espressi da tale normativa sismica, che ha avuto validità fino alla successiva legge del 1962, da quanto sopra riportato si vede come, per quanto riguardava l'azione verticale di

progetto, era ridotto al 40% (25% in seconda categoria) l'incremento del peso proprio e del sovraccarico accidentale che simulava le azioni sismiche verticali. Il coefficiente per l'azione orizzontale, costante su tutta l'altezza dell'edificio, veniva quindi ridotto a 0,1 in prima categoria e a 0.05 in seconda (in seguito alla correzione apportata nel 1937) e si assiste ad una prima valutazione di tipo probabilistico nel calcolo delle sollecitazioni sismiche. Venne introdotto, infatti, il concetto di limitare ad un terzo il carico accidentale per la determinazione delle masse presenti nella costruzione e tramite le quali venivano valutate le forze statiche equivalenti, sia verticali che orizzontali, riproducenti convenzionalmente l'effetto del sisma, concetto ancora oggi valido.

Tali semplificazioni (forze statiche equivalenti costanti su tutta l'altezza dell'edificio) portarono, d'altro canto, a trascurare la natura dinamica dell'azione sismica (soltanto nelle norme del 1975 si recupera una definizione delle azioni più aderente alla realtà fisica del fenomeno).

Come già detto in precedenza, per le opere in cemento armato, la normativa sismica rimandava alle prescrizioni vigenti all'atto della realizzazione della costruzione.

Nella normativa del 1939 viene indicata la metodologia con cui si ricavava la resistenza a compressione del calcestruzzo, che risulta leggermente diversa dalle disposizioni attuali, in quanto la prova veniva condotta su quattro provini cubici, prelevati dallo stesso getto operato in cantiere e fatti maturare 28 o 60 giorni, di lato pari a 16 cm (o di 20cm se il pietrisco aveva dimensioni maggiori di 3 cm) e si assumeva come resistenza cubica a pressione del conglomerato la media dei tre risultati maggiori (art. 13).

Inoltre era prescritto che: “Il conglomerato prelevato in cantiere dagli impasti impiegati nella esecuzione delle opere deve presentare a 28 giorni di stagionatura una resistenza cubica a pressione  $\sigma_{r,28}$  almeno tripla del carico di sicurezza  $\sigma_c$  adottato nei calcoli(...)”. Per quanto riguarda l'armatura del conglomerato (art. 17) “essa è normalmente costituita con acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure con acciaio duro, in barre tonde prive di

difetti , di screpolature, di bruciature o di altre soluzioni di continuità”. I requisiti richiesti alle armature sono (le tensioni sono espresse in  $\text{kg/mm}^2$ ):

Tipo di acciaio	$\sigma_{r, tr}$	$\sigma_{sn}$	$\sigma_{am}^{12}$	$\varepsilon_r$
dolce (ferro omogeneo) <sup>13</sup>	40÷50	>23	14	>20%
semiduro	50÷60	>27	20	>16%
duro	60÷70	>31	20	>14%

Le armature ad aderenza migliorata, che nei primi anni '60 cominciavano a diffondersi, dovevano essere impiegate con  $\sigma_{am} = 2200-2400 \text{ kg/cm}^2$

La tensione ammissibile nell'acciaio era da assumere comunque pari al massimo alla metà della tensione di snervamento. La limitazione dei diametri era la stessa in vigore con il decreto del 1992 e cioè  $\Phi_{max}=30 \text{ mm}$ .

Per legature o staffe di pilastri era ammesso l'uso di acciaio dolce con carico di rottura compreso tra 37 e 45  $\text{kg/mm}^2$ , senza fissare il limite inferiore di snervamento.

Per il carico di sicurezza del conglomerato erano indicate le resistenze a compressione e a flessione minime per i vari tipi di conglomerati, ed in particolare per i conglomerati di resistenza cubica  $\sigma_{r,28}$  maggiore di 225  $\text{kg/cm}^2$  si applicava la formula:

$$\sigma_c^{14} = 75 + (\sigma_{r,28} - 225) / 9 \quad \text{kg/cm}^2$$

<sup>12</sup> A valori più elevati delle tensioni delle barre era necessario far corrispondere valori di  $\sigma_{r,28}$  del conglomerato più elevati

<sup>13</sup> Con la cir. Min n.1472 del 23 maggio 1957 (Armature delle strutture in cemento armato) si dà una classificazione più specifica degli acciai differenziabili in Aq42, Aq50, Aq60, dove il numero rappresentava il limite inferiore della resistenza a rottura espressa in  $\text{kg/mm}^2$ . In aggiunta a tali classi vi erano poi gli acciai con resistenza a rottura superiore a 7000  $\text{kg/cm}^2$  (acciai ad alto limite elastico) e quelli con rottura inferiore a 4200  $\text{kg/cm}^2$  (acciai detti comuni)

<sup>14</sup> Confrontando tale formula con quella in uso attualmente si riscontra che con il RD del 1939 le resistenze ammissibili erano sensibilmente sottostimate (in termini normativi) specialmente per valori elevati della tensione di rottura

La  $\tau_{c0}$  si assumeva pari a  $4 \text{ kg/cm}^2$  per conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico,  $6 \text{ kg/cm}^2$  per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso; la  $\tau_{c1}$  era fissata pari a  $14 \text{ kg/cm}^2$  per conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico,  $16 \text{ kg/cm}^2$  per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso.

Per ciò che concerne il confezionamento dei conglomerati, i titoli dei cementi più adoperati fino alla prima metà degli anni '60 erano il 600 ed il 680, al cui fianco andavano affermandosi il 730 ed un limitato numero degli attuali 325 e 425.

Il coefficiente di omogeneizzazione  $n=E_f/E_c$  era da assumersi costante e pari a 10 per i conglomerati di cementi normali, a 8 per i cementi ad alta resistenza ed a 6 per quelli di cemento alluminoso (questo supponendo che il cls reagisca anche a trazione). Le prescrizioni sui minimi di armatura sono riportati nell'art. 30: "Le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un'armatura longitudinale di sezione non inferiore allo 0.8% di quella di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di  $2000 \text{ cm}^2$ ; non inferiore allo 0.5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di  $8000 \text{ cm}^2$ , adottando per i casi intermedi la variazione lineare. (...) Le membrature di cui al primo comma debbono essere munite di conveniente staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale". Si indica in 40 volte il diametro la lunghezza di sovrapposizione dei ferri nei punti di interruzione, che andavano realizzati nei punti di minore sollecitazione; era richiesta una piegatura delle barre alle estremità ad uncino a semicerchio con luce interna pari a 5 volte il diametro del tondino.

In definitiva, dunque, il RD del 1939 è rimasto in vigore per la regolamentazione delle opere in conglomerato cementizio fino alla legge 1086 del 5 novembre 1971, a partire dalla quale vi furono periodici interventi del Min LLPP fino ad arrivare al DM del 9 gennaio 1996, tutt'oggi in vigore.

Per quanto concerne invece la normativa sismica, la legge 25 novembre

---

1962 n. 1684 (Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche) non apportò sostanziali innovazioni rispetto alla precedente legge del 1935, sebbene la cultura scientifica avesse fatto importanti progressi. Eliminati gli effetti sismici in direzione verticale (tranne che per le strutture a sbalzo), vennero modificate le aliquote di carico accidentale da considerare ai fini della valutazione degli effetti del sisma. Le strutture dovevano essere calcolate per forze orizzontali comunque dirette, valutando, sia pure con procedimenti approssimati, la distribuzione di dette forze tra i vari elementi, in ragione della loro rigidità. Per tenere conto dell'azione sussultoria dette strutture dovevano essere calcolate con una maggiorazione del carico permanente e accidentale del 40%. Era inoltre ammessa una riduzione dei coefficienti sismici qualora le caratteristiche geomorfologiche della zona risultassero particolarmente favorevoli in base ad una relazione geologica, redatta da persona di riconosciuta competenza in materia, sulle caratteristiche del suolo e sul suo prevedibile comportamento nei riguardi delle azioni sismiche. I punti salienti di tale normativa consistono nel ritorno di un coefficiente pari a 0.07 in 2<sup>a</sup> categoria come rapporto tra azioni orizzontali e verticali e nel valutare i carichi accidentali in virtù della destinazione d'uso della .

Con un intervento di precisazione del 12 giugno 1963, n. 2535, il Min LLPP approfondì le indicazioni delle norme della 1684 del 1962; in tale intervento si forniscono specifiche indicazioni sui collegamenti fra intelaiatura verticale e telaio di fondazione realizzati anche a cerniera (“(...) purché questa venga realizzata mediante ferri passanti dimensionati in modo da resistere alla forza di taglio complessiva sotto l'azione delle forze orizzontali (...)”). Inoltre si introduce il concetto per il quale si possono concentrare le forze orizzontali corrispondenti al peso proprio della struttura e del sovraccarico in corrispondenza dei piani, orientate secondo la direzione più sfavorevole.

Si forniva poi un metodo di calcolo approssimato che consisteva nel ripartire la forza sismica globale tra le varie membrature in funzione delle rigidità e considerava l'eventuale eccentricità della forza sismica rispetto al baricentro delle rigidità.

Per quanto riguarda le normative tecniche relative all'impiego del cemento armato precompresso citiamo le Circ. Min. n.494 del 7 marzo 1960 e n.1398 del 23 gennaio 1965 (in vigore fino al 1972), in cui si forniscono le caratteristiche meccaniche richieste per gli acciai ed i valori di calcolo. Le tensioni nel cls dovevano essere limitate dai seguenti valori:

	Tiro	esercizio
Compressione	<b>0.42</b> $\sigma_{r,j}$	<b>0.32</b> $\sigma_{r,28}$
Trazione	<b>0.07</b> $\sigma_{r,j}$	<b>0.05</b> $\sigma_{r,28}$ <sup>15</sup>

Quindi valori di poco inferiori a quelli dettati dalle normative odierne; altre sensibili differenze con la normativa attuale si possono rilevare in relazione alla valutazione delle cadute di tensione per rilassamento dell'acciaio, assunte pari a  $0.07\sigma_i$  per i cavi scorrevoli,  $0.12\sigma_i$  per barre ad aderenza migliorata,  $0.14\sigma_i$  nel caso di fili isolati. Inoltre "(...) si può valutare la caduta a tempo indefinito moltiplicando rispettivamente per 2, per le strutture a cavi, e per 2.5, per quelle ad armature aderenti, la media delle cadute misurate su due campioni almeno, sottoposti a prove di rilassamento a 120 ore sotto la tensione iniziale ammissibile dell'acciaio teso (...)".

Di particolare interesse, infine, le indicazioni di calcolo di  $M_u$ , che nel caso di certa rottura duttile poteva valutarsi con la formula:

$$M_u = y(A_p \sigma_{apr} h_p + A \sigma_{as} h_a)$$

in cui:  $y$  variabile tra 0.90 e 0.95 per percentuale totale  $\mu = (A_p + A)/bh$  variabile fra 0.40% e 0.25%;  $\sigma_{apr}$  = carico di rottura dell'acciaio preteso;  $\sigma_{as}$  = carico di snervamento dell'acciaio aggiunto;  $h_p$  e  $h_a$  sono le distanze degli sforzi resistenti delle armature dal bordo compresso.

<sup>15</sup>  $0.025\sigma_{r,28}$  per fili aderenti

---

La successiva legge del 2 febbraio 1974, n. 64, ha innovato fortemente il quadro normativo che attiene alla sicurezza delle costruzioni, sia in generale che per le zone sismiche. Anzitutto è opportuno ricordare che questa legge ha risentito, durante la sua fase di formazione, degli effetti del processo di attuazione del decentramento amministrativo già avviato dal DPR 14 gennaio 1972, n. 8, in particolare in relazione al trasferimento delle competenze dello Stato in materia urbanistica alle Regioni.

La legge 64, a differenza delle precedenti, non contiene più precise prescrizioni da seguire per le costruzioni in zone sismiche, ma rinvia alla disciplina di specifiche norme tecniche da emanarsi da parte del Ministero dei lavori pubblici, di concerto col Ministero dell'interno, e da aggiornarsi, eventualmente, ogni qual volta sia necessario, in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici. Vengono però stabiliti dalla legge stessa gli argomenti che dovranno essere disciplinati dalle norme tecniche e vengono fornite indicazioni di carattere generale.

Con la circ. Min. LLPP – Pres. del Cons. Superiore – Servizio Tecnico Centrale 25 gennaio 1975, n. 13229, “Impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso”, si definirono in maniera più rigorosa alcuni punti essenziali sui materiali da costruzione; innanzitutto si richiamò l'attenzione degli enti pubblici in indirizzo sulla necessità di classificare i calcestruzzi non più in base al contenuto di cemento, ma alla “resistenza caratteristica”, che meglio ne qualifica le proprietà meccaniche. Questo nuovo codice caratterizzante i calcestruzzi cementizi richiede un controllo sistematico dei getti con continue prove di laboratorio, ma d'altra parte permette un migliore sfruttamento dei materiali.

La nuova normativa, poi, pur ricalcando per le opere in cemento armato sostanzialmente quella precedente, contiene essenziali modifiche per quanto attiene la classificazione ed il controllo delle armature metalliche; in particolare, nel campo degli acciai ad aderenza migliorata (verso il quale si era ormai orientata la parte prevalente della produzione nazionale) sono previsti due soli tipi di

acciaio<sup>16</sup>, denominati Fe B 38K e Fe B 44K, con i quali è possibile raggiungere rispettivamente i tassi di esercizio 1900/2000 e 2200/2600 Kg/cm<sup>2</sup>, essendo inteso che i valori più elevati corrispondono ad acciai sottoposti a controlli sistematici in stabilimento. Quindi si richiama l'attenzione sui vantaggi di impiego dell'acciaio Fe B 44K, che, permettendo una utilizzazione maggiore del materiale, consente un sensibile risparmio, utile, nel contesto dell'economia nazionale, alla crisi di materie prime e di energia che caratterizzava quel periodo. Si dispone poi di impiegare calcestruzzo di classe non inferiore a 200 e 250 Kg/cm<sup>2</sup> qualora si usi rispettivamente acciaio con tensione ammissibile inferiore o superiore a 2200 Kg/cm<sup>2</sup>.

Nel 1975, poi, con decreto del 3 marzo, è stata emanata la prima normativa sismica in forza dell'art. 3 della legge 64/74; detta normativa è stata successivamente aggiornata con decreti 19 giugno 1984, 29 gennaio 1985, 24 gennaio 1986 e 16 gennaio 1996. La normativa del 3 marzo 1975 si distingue essenzialmente per l'introduzione dello spettro di risposta in funzione del periodo proprio della struttura e la possibilità di eseguire l'analisi dinamica. Torna così in evidenza il carattere dinamico dell'azione sismica, anche se il livello delle azioni è fissato in maniera convenzionale e sostanzialmente pari a quello già adottato nel 1935. La norma affermava che dette verifiche specifiche andavano effettuate "se necessario", lasciando quindi alla consapevolezza e responsabilità del progettista la decisione di effettuarle o meno.

L'aggiornamento effettuato col DM 16 gennaio 1996 è avvenuto sullo stesso impianto delle precedenti norme. Sono presenti, tuttavia, alcune interessanti novità, tra cui la possibilità di utilizzare anche nelle zone classificate sismiche il metodo di verifica agli stati limite in aggiunta a quello delle tensioni ammissibili. Ciò in armonia con la normativa per le costruzioni in cemento armato e in acciaio (DM 9 gennaio 1996), che ha permesso di utilizzare, per la prima volta in Italia, gli Eurocodici EC2 ed EC3 (riguardanti, rispettivamente, la progettazione delle strutture in calcestruzzo ed in acciaio).

---

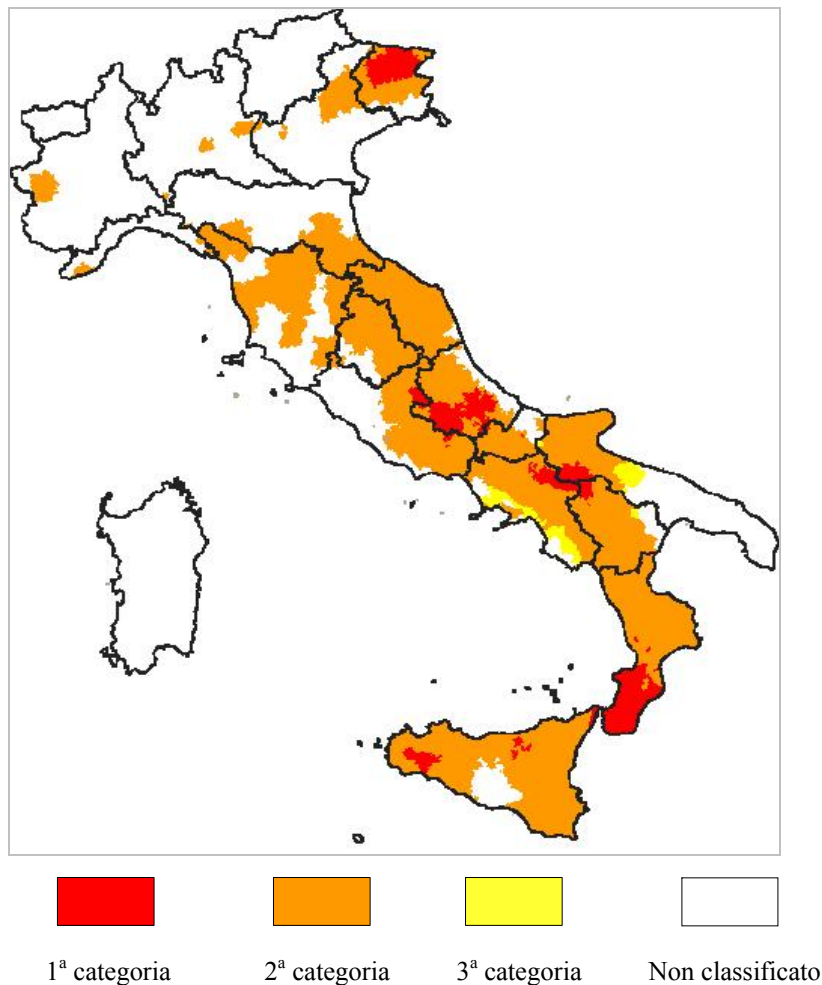
<sup>16</sup> Nel Decreto del 1972, quello immediatamente precedente, per le armature ad aderenza migliorata esistevano 3 tipi di acciaio: A38, A41 ed Fe44K.



L'introduzione nella normativa sismica del metodo agli stati limite è stata comunque improntata sia all'esigenza di mantenere l'impostazione originaria della norma, sia al conseguimento di una sostanziale equiparazione dei livelli di sicurezza, nei riguardi delle azioni sismiche, ottenibili col metodo delle tensioni ammissibili.

Poi cambia il criterio di classificazione sismica del territorio nazionale, con la suddivisione in 4 gradi di sismicità, in base alle effettive attività sismiche delle varie zone, comprovate da conoscenze tecniche qualificate e studi specializzati.

E' infine di seguito riportata la zonizzazione sismica nazionale vigente fino alla riclassificazione sismica del territorio nazionale del 2003.



## **4.2 La normativa italiana per le strutture prefabbricate: DM 03/12/1987 e il DM 16/1/1996**

Le “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate” (DM 3/12/1987) danno principalmente indicazioni di tipo qualitativo sulle prerogative di sicurezza strutturale cui il progettista deve porre attenzione, sia riguardo la struttura nel suo insieme, sia riguardo ogni singolo elemento strutturale in relazione a tutte le possibili fasi a cui le costruzioni prefabbricate sono soggette (produzione, stoccaggio, trasporto, assemblaggio). Sono richiesti “(...) adeguati accorgimenti al fine di garantire la stabilità” e la resistenza globale e locale, e si sottolinea la necessità di curare i particolari costruttivi e le unioni al fine di prevenire disastrosi collassi a catena; si lascia poi al progettista la scelta di considerare o meno nei calcoli gli effetti del secondo ordine, mentre si impone una analisi per forze orizzontali convenzionali anche in zona non sismica. Tali forze orizzontali sono assunte pari all’1,5% (in fase transitoria) o al 2% (in fase di esercizio) dei carichi verticali.

Inoltre si forniscono limiti numerici circa le tolleranze di produzione e quelle di progetto (dimensioni, sezioni, spessori, profondità d’appoggio, giunti, eccentricità, ecc.). Per quanto riguarda le unioni si richiede, sempre con indicazioni di tipo qualitativo, di garantire la trasmissione degli sforzi, un adeguato funzionamento e la capacità di consentire gli spostamenti come indicato dalle norme sismiche. Si fa solo un breve cenno circa la necessità di “assicurare una adeguata duttilità di comportamento all’insieme strutturale” attraverso opportuni accorgimenti relativi alle unioni, peraltro non chiaramente specificato.

Il DM del 16/1/1996, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, disciplina tutte le costruzioni “la cui sicurezza possa interessare la pubblica incolumità”; in esso vengono individuate quattro tipologie strutturali (strutture intelaiate, strutture a pannelli portanti, strutture in muratura, strutture in legno) per ognuna delle quali sono fornite specifiche prescrizioni tecniche, e in più c’è una parte (la sezione B) dedicata ai criteri generali di progettazione. In particolare si definiscono intelaiate tutte quelle strutture “costituite da aste rettilinee o curvilinee comunque vincolate tra loro ed esternamente; si capisce come tale definizione

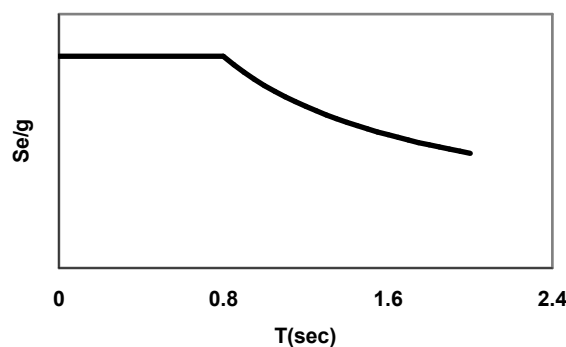
possa essere applicata, quindi, a strutture anche molto differenti tra loro dal punto di vista del modello strutturale e quindi del comportamento dinamico.

L'analisi statica è ritenuta sufficientemente attendibile per strutture regolari e con elementi di luce corrente, intendendo per regolarità, come meglio precisato nella sezione C dedicata agli edifici intelaiati, l'assenza di significative variazioni geometriche e/o di massa sia planimetriche che altimetriche. Per la determinazione delle forze sismiche, come è noto, si definiscono dei particolari coefficienti moltiplicativi dei pesi sismici: coefficiente di protezione sismica  $I$ , coefficiente di fondazione  $\varepsilon$ , coefficiente di struttura  $\beta$ , coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche  $\gamma_i$ , coefficiente di intensità sismica  $C$  e coefficiente di risposta  $R$ ; proprio su quest'ultimo ci soffermiamo, ritenendo superfluo ricordare i valori assunti per gli altri coefficienti nei vari casi.

Il valore di  $R$  è legato allo spettro di risposta adottato dalla normativa italiana, la quale assume, detto  $T_0$  il periodo fondamentale della struttura

$$T_0 > 0,8 \text{ secondi} \rightarrow R = 0,862/T_0^{2/3}$$

$$T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \rightarrow R = 1$$



E' evidente come il valore da assegnare a tale coefficiente risulti importante ai fini della determinazione dell'entità delle forze orizzontali da applicare alla struttura per eseguire l'analisi statica; le norme in esame richiedono comunque l'impiego di adeguate analisi dinamiche per calcolare  $T_0$ , oppure, in via

cautelativa, impongono di assumere  $R=1$ . Per le costruzioni con  $T_0 > 1,4$  secondi, o per quelle di configurazione irregolare, è resa obbligatoria un'analisi modale, condotta tenendo conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale. Per le strutture intelaiate è possibile usare una formula semplificata al fine di verificare se  $T_0$  risulti maggiore o minore di 1,4 secondi:

$$T_0 = 0.1 \cdot \frac{H}{\sqrt{B}}$$

$H$ , altezza, e  $B$ , dimensione minima in pianta dell'edificio, espresse in metri  
 $T_0$  in secondi

che può essere applicata dunque a qualunque tipo di schema strutturale che rientri nella definizione precedentemente riportata di "struttura intelaiata".

Le forze sismiche verticali vengono tenute in conto solo nei seguenti tre casi:

1. membrature orizzontali con luci superiori a 20m
2. strutture di tipo stringente
3. sbalzi

Nei casi 1 e 2 si assume un coefficiente sismico verticale  $K_v$  pari a  $\pm 0.2$ , per gli sbalzi  $\pm 0.4$ , e comunque anche in questi casi può eseguirsi l'analisi modale qualora  $T_0 > 1.4$ , assumendo uno spettro di risposta aumentato di due o quattro volte rispettivamente.

E' obbligatorio realizzare dei collegamenti tra le fondazioni (tranne in zona  $S=6$  e in presenza di terreni con elevate caratteristiche meccaniche); in mancanza di collegamenti si deve verificare la struttura per spostamenti relativi del terreno tra i punti non collegati calcolati in via semplificata in funzione della distanza tra detti due punti. Le verifiche da fare riguardano le sollecitazioni e gli spostamenti, sia alle tensioni ammissibili che agli stati limite ultimi; in particolare, per i

terremoti di forte intensità, quando la loro valutazione è necessaria per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento, gli spostamenti devono soddisfare particolari verifiche, e vengono valutati convenzionalmente in base alla formula:

$$\bar{\eta} = \frac{(\eta_p \pm 9 \cdot \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2})}{x}$$

in cui:

$\eta_h, \eta_v$  = spost. relativi tra 2 punti della struttura dovuti al sisma convenzionale

$\eta_p$  = spost. Relativi tra due punti della struttura dovuti alle altre azioni

$x=1$  per le tensioni ammissibili, 1.5 per gli stati limite ultimi

Gli spostamenti  $\bar{\eta}_p$  possono essere più accuratamente calcolati valutando in maniera dettagliata anche l'eventuale comportamento non lineare della struttura.

Accanto al DM del 1996 c'è poi da prendere in considerazione l'Allegato 1 alla circolare del 10/04/1997 n.65 (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al DM 16/01/1996), con il quale si intende fornire una serie di prescrizioni progettuali atte a favorire, in concomitanza di fenomeni sismici di elevata intensità, i meccanismi di collasso più duttili e dissipativi rispetto a quelli fragili e caratterizzati da una scarsa capacità di dissipare l'energia provocata dal sisma. Le prescrizioni contenute in tale allegato rappresentano i requisiti minimi da soddisfare per ottenere un adeguato comportamento della struttura in campo post-elastico, indirizzandola verso un dissesto diffuso ma in grado di evitare un collasso di tipo globale. Tali prescrizioni, come è noto, definiscono dei limiti geometrici, relativamente alle dimensioni strutturali, al copriferro, etc. nonché limiti minimi e massimi per la percentuale di armatura e soprattutto circa il confinamento del calcestruzzo in corrispondenza dei nodi, dove la presenza delle staffe gioca un ruolo

---

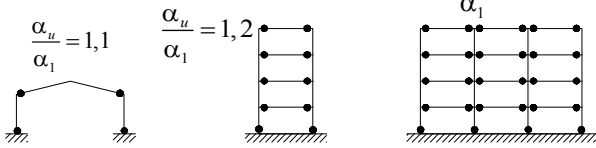
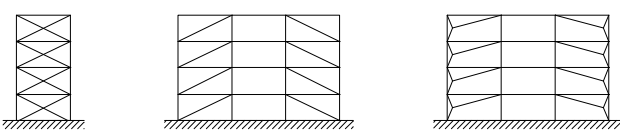
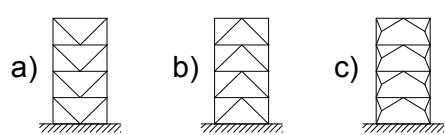
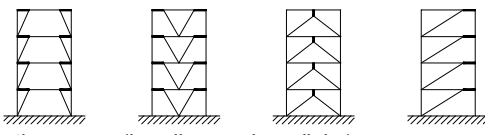

fondamentale per conferire duttilità all'elemento consentendo una sufficiente capacità di rotazione plastica.

### 4.3 L'Eurocodice

L'Eurocodice 8 affronta in maniera particolareggiata le problematiche riguardanti le strutture in zona sismica. La parte di nostro interesse è la prima: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici, ed in particolare le sezioni 4 (di carattere generale) e 5. Nella sezione 5, dedicata agli edifici in c.a., è incluso un allegato di carattere informativo specifico per gli edifici ad elementi prefabbricati.

Come per tutte le strutture civili ordinarie la valutazione delle forze sismiche è effettuata assumendo uno spettro di risposta elastico, le cui ordinate variano in base alla tipologia di sottosuolo su cui sorge la struttura in esame; nell'EC8 sono indicate le classi di sottosuolo ed i rispettivi parametri caratteristici come la velocità media di propagazione dell'onda sismica; una volta individuato il relativo spettro di risposta elastico, è possibile determinare l'entità delle forze sismiche. Al fine di evitare di svolgere una analisi strutturale di tipo non lineare, la capacità di dissipazione energetica delle struttura, dovuta ad un comportamento duttile dei suoi elementi o di altri meccanismi resistenti possibili, è tenuta in considerazione eseguendo una analisi basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, detto "spettro di progetto".

Tale riduzione si ottiene introducendo il fattore di comportamento  $q$ , inteso come rapporto tra le forze sismiche a cui la struttura sarebbe soggetta in caso di risposta completamente elastica (con smorzamento viscoso del 5%) e le forze sismiche minime che possono essere usate in fase di progetto al fine di assicurare una soddisfacente risposta della struttura. I valori da attribuire al fattore di comportamento  $q$  sono dati in funzione del tipo di materiale, del sistema strutturale e del livello di duttilità della costruzione.

			Ductility Class	
			S	I
<b>a) Moment resisting frame.</b>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Dissipative zones in the beams and bottom of columns</li> </ul>			$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<b>b) Frame with concentric bracings.</b> <b>Diagonal bracings.</b>  Dissipative zones -tension diagonals only-.			4	4
<b>V - bracings.</b>  Dissipative zones (tension & compression diagonals).			2,5	2
<b>c) Frame with eccentric bracings.</b>  – Dissipative zones (bending or shear links).			$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<b>d) Inverted pendulum.</b>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Dissipative zones at the column base.</li> <li>Dissipative zones in columns  <math>N_{Sd} / N_{Pl,Rd} &gt; 0,3</math> </li> </ul>			$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2

Schema 1

L'EC8 definisce varie tipologie strutturali ("frame system", "dual system", "core system" etc.) ad ognuna delle quali è associato un diverso valore di  $q$ . Tra queste tipologie ve ne è una in particolare detta "inverted pendulum"<sup>17</sup> (a pendolo rovescio), con cui si intende un sistema strutturale in cui il 50% o più della massa è concentrato in sommità a più di 1/3 dell'altezza della struttura, oppure in cui le zone di dissipazione di energia sono poste principalmente alla base degli elementi, che sembra particolarmente appropriata per tutte quelle tipologie di capannoni in cui la capriata è accoppiata ai pilastri attraverso collegamenti a cerniera e la massa si concentra essenzialmente in corrispondenza della copertura.

Il fattore di comportamento  $q$  è assegnato in funzione anche di un altro parametro, la classe di duttilità; ne sono definite 2: D.C.L. (a bassa duttilità) e D.C.E. (a duttilità migliorata). Il "behaviour factor" è posto pari a:

$$q = q_0 k_w$$

$q_0$  = valore di base, funzione del sistema strutturale e della regolarità in elevazione

$K_w$  = fattore rappresentativo del modo di collasso prevalente nei sistemi strutturali con setti.

Per l'"inverted pendulum system"  $q_0$  è posto pari a 2 per le strutture D.C.E., e ad 1.5 per le strutture D.C.L., e può essere aumentato a patto che vi siano prove precise che garantiscano una maggiore capacità dissipativa della struttura nelle sezioni critiche;  $k_w$  dipende dal tipo di collasso caratteristico della struttura. Sono richiesti poi specifici accorgimenti per garantire che il meccanismo di collasso sia quanto più dissipativo possibile (ad esempio la somma dei momenti resistenti delle colonne, nel nodo, sia maggiore di quella dei momenti resistenti delle travi amplificato di 1.3 volte) in termini di duttilità disponibile e di dimensioni strutturali dei diversi elementi.

---

<sup>17</sup> Non appartengono a questa tipologia quelle strutture monopiano con colonne collegate in sommità lungo entrambe le direzioni principali della struttura e con valori di sforzo assiale normalizzato ( $v_d$ ) nelle colonne stesse non maggiore di 0.3.



La sezione 5.11 dell'Eurocodice 8, poi, dedicata alle strutture prefabbricate, sottolinea l'importanza della capacità delle unioni di trasferire le azioni taglianti ed è specificamente prescritto di trascurare il contributo dell'attrito nella valutazione di tali resistenze. Nella classificazione delle tipologie strutturali si assume che le strutture monopiano in cui le colonne siano collegate in entrambe le direzioni dell'edificio alle travi mediante cerniere e in cui il numero totale delle colonne interessate sia almeno pari a 6 è possibile assumere un valore di  $q_0$  di un "frame system". Non ci sono riferimenti specifici al modello a pendolo rovescio, ma comunque si rimanda alla classificazione della parte generale.

Negli elementi prefabbricati e nelle loro connessioni si deve tenere in considerazione il degrado dovuto a deformazioni post-snervamento per gli effetti ciclici; perciò, contrariamente al caso delle strutture gettate in opera, la resistenza di progetto delle connessioni prefabbricate sotto forze monotoniche non deve essere assunta come resistenza sotto azioni sismiche. E' richiesto, nell'ottica del "capacity design", che esse siano dimensionate garantendo un'adequata resistenza (amplificata con specifici coefficienti) e nel caso in cui contribuiscano alla duttilità locale valgono le stesse prescrizioni che si adottano per le strutture gettate in opera, oppure si devono fornire adeguate analisi atte alla determinazione della loro capacità di dissipazione energetica.

Per quanto riguarda l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, valgono le condizioni definite per la parte generale dell'Eurocodice 8<sup>18</sup>; la realizzazione di una soletta gettata in opera, con collegamenti opportunamente calcolati, garantisce la formazione di un diaframma rigido lo spessore è pari almeno a 50 mm.

Nella sezione 4 vengono definiti i requisiti di regolarità plano-altimetrica. Si sottolinea come la regolarità e la semplicità strutturale, caratterizzate dall'esistenza di ben definiti percorsi per la trasmissione delle forze sismiche, sono importantissimi obiettivi da perseguire, a partire dal modello assunto, dal tipo di analisi e dei dettagli costruttivi, in modo da ridurre il più possibile le

---

<sup>18</sup> "Il diaframma deve essere considerato come rigido se, quando si sia modellata la sua reale deformabilità nel piano orizzontale, i suoi spostamenti orizzontali non superino in nessun caso quelli ottenuti in ipotesi di diaframma rigido di più del 10% (per azioni dovute al sisma)"

incertezze sul comportamento della struttura sotto azioni orizzontali.

Per criteri di regolarità in pianta si intende: simmetria nelle due direzioni; configurazione compatta; buona resistenza di piano, confrontabile cioè con quella degli elementi resistenti verticali; rapporto tra i lati della pianta non maggiore di 4; ad ogni livello lungo le due direzioni orizzontali, devono essere verificate le condizioni seguenti:

$$e_{0x} \leq 0.30r_x \qquad r_x \geq l_s$$

dove:

$e_{0x}$  = distanza tra il centro di rigidezza ed il centro delle masse proiettata sull'asse delle x perpendicolare alla direzione y considerata

$r_x$  = radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e rigidezza traslazionale lungo la direzione y

$l_s$  = raggio di girazione

Nel caso in cui siano soddisfatti i requisiti di regolarità precedentemente indicati ed in più risulti:

$$T_1 \leq \min \{ 4 \cdot T_c; 2 \text{ sec} \}$$

l'Eurocodice 8 consente un'analisi semplificata ("analisi a spettro di risposta semplificata"); per determinare  $T_1$  sono fornite delle formule approssimate in funzione dell'altezza e della tipologia strutturale o semplicemente si può adottare l'espressione:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

dove  $T_1$  è in secondi e  $d$  è lo spostamento orizzontale delle estremità superiori dell'edificio espresso in metri dovuto alle forze verticali applicate

orizzontalmente.

Tale analisi semplificata consente di studiare dei modelli piani estratti dalla struttura, a cui si applicano le forze sismiche calcolate con lo spettro di risposta considerando solo il modo fondamentale e sovrapponendo gli effetti torsionali (determinati convenzionalmente per tener conto di accidentali distribuzioni di massa non simmetriche) valutati come azioni statiche. Mancando i criteri di regolarità planoaltimetrica definiti in precedenza, si passa ad una analisi modale più accurata; valutando la sovrapposizione degli effetti dovuti ad un numero di modi tali che si attivi il 90% almeno della massa totale dell'edificio, studiando un modello tridimensionale; inoltre l'Eurocodice 8 assume indipendenti tra loro due modi  $i$  e  $j$  qualora si verifichi che  $T_j \leq 0.9T_i$ . In alternativa a questi metodi, l'Eurocodice 8 fornisce delle indicazioni su un approccio non lineare e di analisi al passo.

Per quanto riguarda la componente verticale del sisma, questa è tenuta in considerazione in 4 casi:

- elementi strutturali con luce  $> 20$  m
- elementi strutturali a sbalzo
- elementi strutturali spingenti
- elementi strutturali in c.a.p.

studiando esclusivamente per tali azioni gli elementi indicati e quelli ad immediato contatto con essi. Si fa obbligo di considerare gli effetti del 2° ordine nel caso in cui

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \geq 0.1$$

$P_{tot}$  = peso totale di piano

$V_{tot}$  = taglio totale di piano

$h$  = altezza di interpiano

Nel caso in cui  $0.1 < \theta \leq 0.2$  tali effetti del 2° ordine possono essere tenuti in conto in maniera approssimata aumentando gli effetti dovuti alle forze sismiche del fattore  $\frac{1}{1-\theta}$ . In ogni caso deve essere  $\theta \leq 0.3$ .

Per quanto riguarda poi i collegamenti l'Eurocodice 2 si sofferma in termini relativamente dettagliati sui requisiti richiesti alle verifiche da eseguire ed ai requisiti che essi devono garantire. Sugli appoggi sono indicati i limiti geometrici da rispettare e vengono forniti i valori ammissibili delle tensioni normali in funzione delle resistenze di calcolo.

#### **4.4 Le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008**

Il percorso normativo che ha interessato l'ingegneria delle costruzioni italiana e che ha portato all'attualmente vigente DM 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni), rispetto al quadro normativo previgente al 2003, si allinea sostanzialmente con le normative europee anche per le strutture prefabbricate. I concetti che rappresentano i principali elementi di novità concernono la gerarchia delle resistenze e l'introduzione del fattore di struttura (per gli edifici da progettare e per quelli esistenti) e la definizione di specifici Livelli di Conoscenza della struttura da esaminare ed eventualmente da adeguare (per gli edifici esistenti).

Con particolare riferimento al DM 14/01/2008 (NTC), dunque, i sostanziali elementi di novità rispetto alle precedenti normative per le strutture prefabbricate, riguardano essenzialmente la progettazione sismica.

Il paragrafo 4.1.10 "NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE" specifica essenzialmente le prescrizioni in termini di esecuzione dei manufatti prefabbricati, definendo le categorie di produzione, le responsabilità dei produttori e le competenze, ecc, in quanto le prescrizioni inerenti al progetto ed al dimensionamento in generale degli elementi prefabbricati sono già indicate al capitolo 4.1 relativamente alle costruzioni in

cemento armato.

Di maggior interesse e novità è invece la parte relativa alle azioni sismiche sulle strutture prefabbricate. Il capitolo 7.4.5 “COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA” specifica che *“La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità”*.

Per la prima volta vengono definite dalla norma tipologie strutturali specifiche per le strutture prefabbricate che si affiancano a quelle ordinarie del cemento armato già presenti nelle normative passate. Sono definiti inoltre i fattori di struttura per i casi di alta e di bassa duttilità.

Infatti le NTC, al paragrafo “7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA” prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

ed in aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di  $q_0$  per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

**Tabella 7.4.II – Valori di  $q_0$  per strutture prefabbricate**

Tipologia	$q_0$	
	CD”B”	CD”A”
Struttura a pannelli	3,0	4,0 $a_u/a_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

*“Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di struttura adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.*

*Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell’azione sismica e si evitino fenomeni d’instabilità.*

*Nella scelta del fattore di struttura complessivo  $q$  possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento  $m_s$ .*

*Il fattore  $q$  deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.2 e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.3.”*

Inoltre la normativa, riprendendo le prescrizioni degli Eurocodici, evidenzia che per le strutture prefabbricate la dissipazione energetica è associata prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche anche se è possibile avere una dissipazione attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, a meno che le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell’azione sismica e che si evitino fenomeni di instabilità.

L’aspetto centrale che assumono le connessioni per le strutture prefabbricate

---

è ancora sottolineato dal fatto che la normativa prescrive una decurtazione del 50% del fattore di struttura nel caso in cui non siano rispettate le indicazioni relative i collegamenti presenti al punto 7.4.5.2 delle norme stesse, che riporta *“Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.*

*I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell’organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.*

*Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l’idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.*

*I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all’altro estremo della trave, un vincolo scorrevole. L’ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.”*

Anche nelle NTC, analogamente all’EC8, si ripropone la suddivisione dei collegamenti di natura non monolitica in 3 categorie, a ciascuna delle quali corrisponde uno specifico criterio di dimensionamento. Infatti *“In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell’organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:*

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;*

appartengono a questa tipologia i collegamenti trave-trave e pilastro-pilastro, nonché quelli trave-pilastro schematizzabili come cerniere interne come la connessione spinottata.

*b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;*

per tale tipologia di connessioni si deve fare in modo che le parti adiacenti alle connessioni stesse siano progettate con gli stessi procedimenti che si utilizzano per le strutture monolitiche in modo da assicurare la prevista duttilità in base alla classe di duttilità adottata. In particolare si usa un fattore di sovra resistenza pari a  $\gamma_{Rd}=1.20$  per strutture in CD "B" ed un fattore  $\gamma_{Rd}=1.35$  per strutture in CD "A". Si precisa inoltre che per strutture in CD "A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone critiche; questo equivale a dire che la giunzione pilastro-pilastro in CD "A" deve essere necessariamente di tipo a). E' sicuramente di tipo b) il collegamento pilastro-fondazione che deve fornire il vincolo di incastro al piede per il pilastro (plinto a pozzetto o altri sistemi di continuità strutturale) che, secondo le NTC, deve essere progettato in modo tale da spostare la zona dissipativa lontano dalla sezione di incastro.

*c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.*

In quest'ultima tipologia di connessioni indicata dalle NTC è il collegamento stesso a rappresentare l'elemento dissipativo. Se si dimostra analiticamente che il comportamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera che soddisfi le prescrizioni relative alla duttilità, si può assimilare la struttura ad una di tipo monolitico.



*Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo fisso (rigido o elastico). Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.*

Inoltre la norma specifica espressamente che per le strutture a pilastri isostatici *“I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:*

- a) la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD”A”, e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD”B”;*
- b) la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica valutata con  $q=1$ .*

*I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:*

$$\Delta = d_e^2 + d_r^2$$

*nella quale:*

*$d_e$  è lo spostamento relativo dovuto all'azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al § 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase*

*$d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).*

*In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza”.*

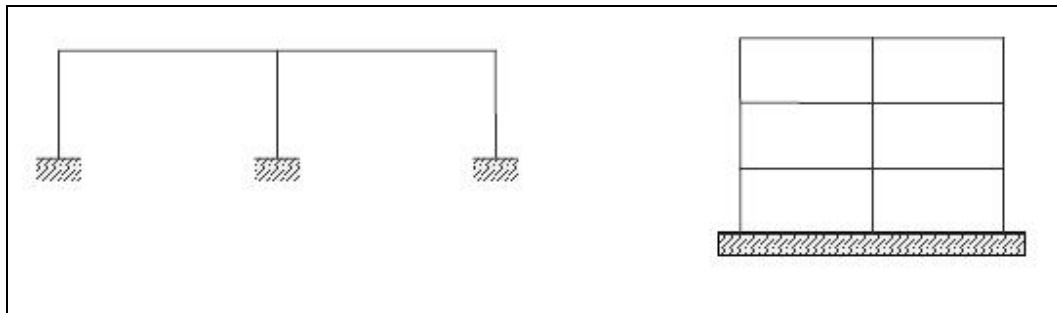
Ad ogni modo la norma, in base a quanto riportato al punto 7.4.5.2.1 delle NTC, prescrive che *“L'idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD “A” e “B” può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura  $q$ , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi”.*

Come già anticipato in precedenza, dunque, per quanto riguarda le diverse tipologie strutturali che la normativa contempla per le strutture prefabbricate, si hanno:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.
- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici;

Le più diffuse sono le strutture a telaio e quelle a pilastri isostatici, infatti la circolare 02/02/2009 n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle NTC, riporta alcune precisazioni proprio in relazione a tali tipologie di edifici prefabbricati.

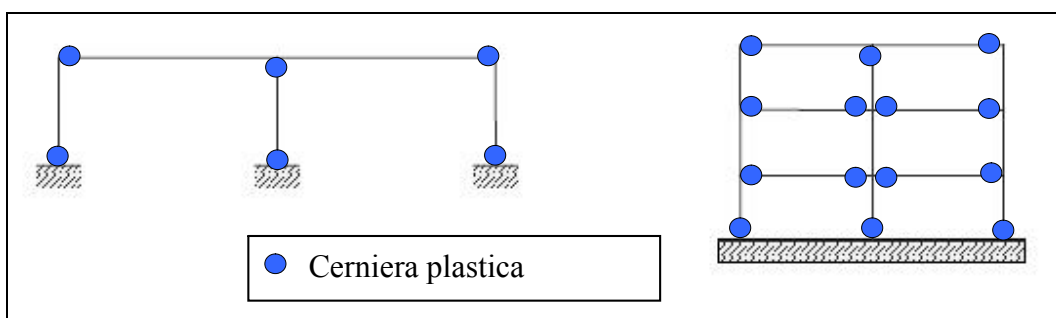
a) **Strutture a telaio con collegamenti monolitici:** sono strutture a telaio in cui i collegamenti sono completati con getti integrativi che garantiscono continuità di forze e di momenti flettenti, come avviene per le strutture gettate in opera.



***Strutture a telaio con collegamenti monolitici***

A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti di tipo c.

Si tratta di un sistema strutturale raramente impiegato nella prefabbricazione italiana che mira ad avere modalità di collasso molto duttili e dissipative che prevedono, nella migliore delle ipotesi, la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi di tutti gli impalcati, oltre che nelle sezioni al piede dei pilastri.

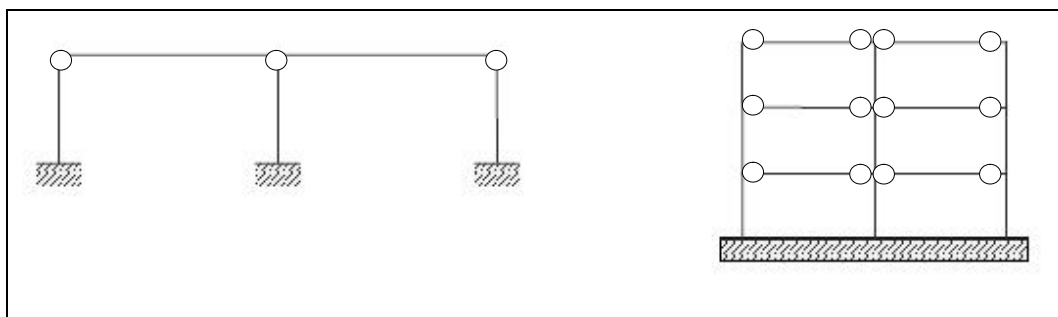


***Modalità di formazione di cerniere plastiche per telai con collegamenti monolitici***

Al fine di scongiurare l'innescarsi di meccanismi di tipo fragile (come ad esempio la rottura a taglio delle travi) o modalità di collasso a cui è associata una bassa duttilità globale (formazione di meccanismi di piano), si applicano le

prescrizioni tipiche per le strutture in cemento armato ordinario.

b) **Strutture a telaio con collegamenti cerniera**: sono strutture con collegamenti di tipo cerniera tra travi e pilastri che garantiscono esclusivamente continuità di forze. E' la tipologia maggiormente diffusa per le strutture prefabbricate, con connessioni realizzate a secco.



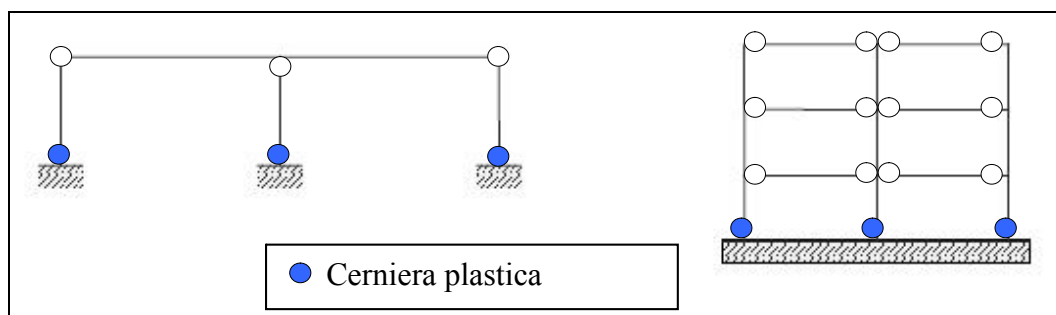
*Strutture a telaio con collegamenti cerniera*

Per questa tipologia di struttura si applicano le regole relative a colleganti di tipo a; solo alla base dei pilastri si deve realizzare un collegamento di tipo incastro (incastro totale) con la fondazione, applicando le regole relative ai collegamenti di tipo b.

Per questa tipologia strutturale si prevede un meccanismo di collasso con formazione di cerniere plastiche solo al piede dei pilastri ed a cui si associa quindi una dissipazione energetica complessiva inferiore a quella che si associa ad una struttura analoga ma dotata di collegamenti monolitici.

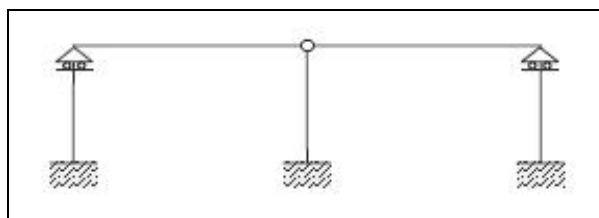
Casistica particolare delle strutture a telaio con vincoli cerniera è quella delle cosiddette “**strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell’altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d’energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.**”

Tale tipologia (già presente nell’EC8) è contemplata dalle NTC nel punto 7.4.3.1 Tipologie strutturali, potendola attribuire anche a strutture gettate in opera.



***Modalità di formazione di cerniere plastiche per telai con collegamenti cerniera***

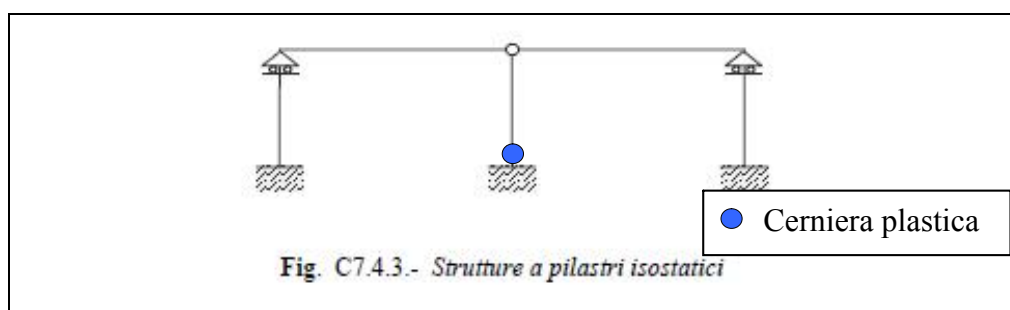
c) **Strutture a pilastri isostatici:** si tratta di strutture monopiano in cui gli elementi della copertura sono sostenuti da appoggi fissi da un lato e scorrevoli dall'altro e che consentono le libere dilatazioni della copertura stessa per effetto delle variazioni termiche ma, in caso di sisma, concentrano le azioni orizzontali su alcuni pilastri.



***Struttura a pilastri isostatici***

Per la progettazione dei collegamenti (fissi e scorrevoli) si applicano le regole esposte in precedenza (punto 7.4.5.2.1 delle NTC).

Questa tipologia di strutture prevede un meccanismo di collasso in cui si ha la formazione di cerniere plastiche solo al piede dei pilastri non isostatici a cui è associata, dunque, una dissipazione energetica relativamente modesta rispetto ad una struttura analoga con differenti tipologie di collegamento.



### ***Modalità di formazione di cerniere plastiche per struttura a pilastri isostatici***

Per quanto riguarda la modalità esecutiva con cui si può realizzare un appoggio scorrevole, è possibile considerare varie tipologie; ad esempio si può interporre tra la trave ed il pilastro uno o più strati di teflon, oppure di barre di acciaio che possono rotolare in apposite guide, o ancora un “pacchetto” di neoprene (armato o meno) di opportuno spessore.

Nel caso di appoggio realizzato con pacchetti di neoprene, per poter schematizzare il vincolo come fisso (ovvero come cerniera) è necessario predisporre opportuni spinotti verticali.

Volendo invece un appoggio di tipo scorrevole, le CNR 10018 forniscono indicazioni per il dimensionamento del pacchetto di neoprene ed in particolare forniscono indicazioni per calcolare lo spostamento orizzontale relativo che subisce il pacchetto di neoprene sotto azioni orizzontali:

$$\delta_H = [(H_p + 0.5 H_q) h_g] / (G a b)$$

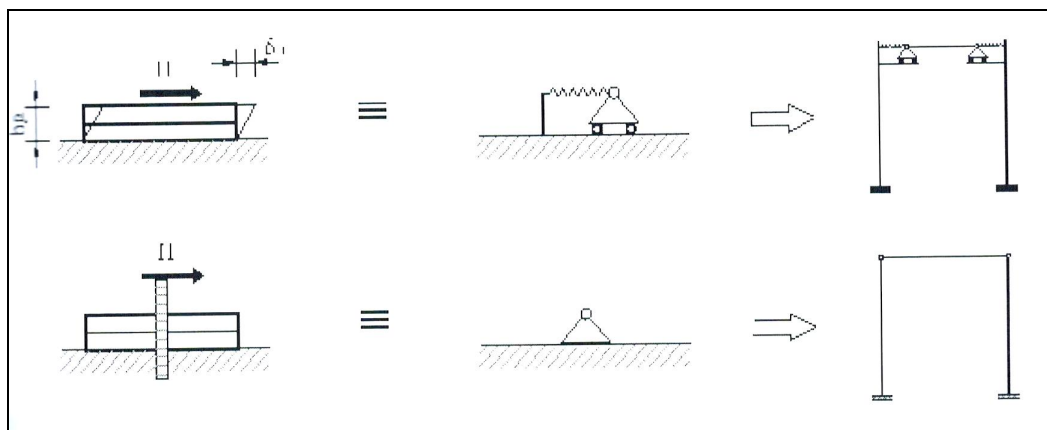
dove **a** e **b** indicano le dimensioni in pianta del pacchetto di neoprene, **h<sub>g</sub>** ne indica lo spessore, **G** è il modulo di elasticità trasversale del materiale (in genere compreso tra 0.9-1.1 N/mm<sup>2</sup>), **H<sub>p</sub>** e **H<sub>q</sub>** sono le azioni orizzontali permanenti ed accidentali.

Di conseguenza si possono avere differenti deformabilità traslanti per appoggi in neoprene, **d<sub>ap</sub>** e **d<sub>aq</sub>**, a seconda che si considerino carichi permanenti o accidentali:

$$d_{ap} = h_g / (G a b)$$

$$d_{aq} = (0.5 h_g) / (G a b)$$

dove la maggiore deformabilità connessa a carichi permanenti è conseguenza di fenomeni di tipo viscoso nel neoprene.







---

## *Capitolo V*

### **L'edificio campione**

#### **5.1 Individuazione edificio tipo**

Questa parte della tesi è finalizzata a studiare le problematiche relative alla vulnerabilità sismica delle strutture industriali esistenti.

E' stata condotta una ricerca sul territorio nazionale volta a raccogliere informazioni tecniche particolareggiate sui capannoni realizzati nel periodo che va dall'inizio degli anni '50 alla metà degli anni '70, quando entrò in vigore la Legge n° 64 del 2/02/1974 ("Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"), con cui, come già precisato in precedenza, si diede una svolta importante allo studio delle azioni sismiche agenti sulle strutture civili. Scopo della ricerca è stata la determinazione di un "*capannone tipo*", un campione indicativo di una soluzione strutturale, in termini di tipologia e di dimensioni, rappresentativa del patrimonio di edifici industriali prefabbricati presenti in Italia. Tale ricerca è stata fortemente condizionata dalla difficoltà di reperire progetti esecutivi risalenti al periodo in esame; fino al 1971, infatti, secondo le direttive dell'allora in vigore R.D.L. del 1939, si rendeva necessario consegnare al Genio Civile solo un progetto di massima dell'opera commissionata, che poteva poi, tra l'altro, subire modifiche anche sostanziali in corso d'opera che non venivano aggiunte alla documentazione consegnata agli

uffici del Genio Civile<sup>19</sup>; inoltre si faceva obbligo di conservare tutta la documentazione per un periodo di soli dieci anni.

Ad ogni buon conto, sono stati trovati dei grafici di un discreto numero di progetti tutti risalenti al periodo compreso tra il 1964 ed il 1968. A questi è stato possibile affiancare le indicazioni fornite dai manuali R.D.B. pubblicati nel periodo a cui è riferita la nostra attenzione, le schede tecniche, anch'esse dell'R.D.B., relative alle metodologie di dimensionamento e di assemblaggio delle strutture prefabbricate prodotte da questa ditta, e i dati tecnici sui materiali impiegati, con particolare riferimento agli acciai da precompressione (barre Dywidag e Freyssinet).

Tra i vari progetti a disposizione, uno in particolare è stato preso in maggiore considerazione perché ricco di informazioni al punto tale da poter risalire in maniera sufficientemente precisa alla conoscenza di tutte le dimensioni, dei materiali e delle loro caratteristiche meccaniche, delle azioni applicate, di alcuni dettagli costruttivi ed anche dei metodi di calcolo seguiti, poiché accanto ai grafici è disponibile la relazione di calcolo (anche se incompleta).

Dagli altri progetti, dei quali si hanno dati parziali su vari elementi strutturali e sui materiali impiegati, si è potuto avere conferma del fatto che il capannone indicato può a ragionevolmente essere considerato un campione rappresentativo di una tipologia strutturale abbastanza diffusa; esso è un edificio industriale monopiano ad elementi prefabbricati, adibito ad officina ricambi dell'azienda FIAT, realizzato nel 1968 in località Maniago (Pordenone), classificata sismica, ed in particolare appartenete alla 1° categoria, solo dopo il 1980.

## **5.2 Il progetto strutturale originario**

### **5.2.1 Descrizione dell'edificio**

Il capannone in oggetto presenta uno schema strutturale semplice e geometricamente regolare. La pianta, di forma rettangolare, occupa una superficie

---

<sup>19</sup> A seguito della Legge del 5/11/1971 n. 1086 ("Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica") si rese invece obbligatorio denunciare al Genio Civile il progetto esecutivo dettagliato completo di relazione di calcolo, delle caratteristiche dei materiali impiegati e delle eventuali successive varianti occorse in fase di realizzazione.

di circa 5380 m<sup>2</sup>, con lato maggiore di 112 m e lato minore di 48 m; essa è costituita da maglie quadrate 16x16 m di pilastri di altezza pari a 8,25 m dallo spiccatto di fondazione, collegati tra loro da travi in c.a.p. con sezioni ad  $\Omega$ ; sulle travi principali poggiano altre travi con sezione ad  $Y$  in c.a. ordinario, poste tra loro ad un interasse di 5.33 m; su queste è ordita la copertura, composta da coppelle leggere. Le fondazioni sono realizzate con plinti a bicchiere lisci all'interno dei quali i pilastri si attestano per una profondità di 1 m e sono sigillati con un getto di malta cementizia; non vi sono travi di collegamento in fondazione e quindi **i plinti devono essere considerati isolati**. Per quanto riguarda la pannellatura perimetrale, essa è realizzata da elementi di tamponamento di tipo orizzontale della lunghezza di 5.33 m e dell'altezza di 1 m circa ognuno; gli elementi sono tutti collegati, mediante boccole di fissaggio in acciaio, a dei montanti verticali costituiti da profilati HE/140 B. Questi ultimi si collegano in sommità alle travi principali con delle zanche in acciaio ed in basso sono appoggiate su un cordolo in c.a. ordinario adiacente la pavimentazione che trasferisce il carico direttamente sul terreno. **Non ci sono informazioni di alcun tipo circa il terreno su cui è stata realizzata la struttura, poiché anche nella relazione di calcolo a disposizione non si riporta nessuna informazione utile a riguardo.**

Dai dati raccolti è stato possibile risalire al modello strutturale ed alle azioni esterne agenti sull'edificio. L'ossatura principale è costituita da maglie 16x16 di pilastri a sezione quadrata (55x55 cm) collegati dalle travi in c.a.p., con sezione costante ad  $\Omega$ , lungo il lato maggiore; si hanno così quattro telai piani collegati tra loro dalle travi in c.a.o. ad  $Y$  (anch'esse a sezione costante) che sono da considerare come dei semplici pendoli ortogonali ai telai principali.

Il collegamento tra le diverse membrature costituenti l'ossatura portante del capannone è realizzato mediante interposizione di cuscinetti in neoprene a semplice strato; in tutti i casi (sia nel collegamento trave  $\Omega$ -pilastro, che in quello trave  $\Omega$ -trave  $Y$ ) lo spessore di tale cuscinetto è di 10 mm, mentre le dimensioni della sezione di contatto sono 200x200 mm e 900x100 mm rispettivamente per il

collegamento trave  $\Omega$ -pilastro, e per quelli trave  $\Omega$ -trave **Y**. Le travi ad **Y** sono appoggiate su quelle ad  $\Omega$  con una sella Gerber.

La copertura composta dalle coppelle in cemento armato collegata alle travi ad **Y** attraverso dei bardotti di acciaio  $\phi 24$  alloggiati in apposite cavità predisposte nei bordi delle ali delle travi e delle coppelle.

Nella tabella seguente sono riportate in maniera sintetica le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati per gli elementi strutturali principali come da convenzioni normalmente in uso in Italia negli anni '60.

Pilastrì	Calcestruzzo dosato a $3.5 \text{ q/m}^3$ di cemento tipo 730 con $\sigma_{r,28} \geq 560 \text{ daN/cm}^2$ ; ferro semiduro Aq50 $\sigma_{sn} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$
Travi a $\Omega$	Calcestruzzo con cemento tipo 730 con $\sigma_{r,28} \geq 500 \text{ daN/cm}^2$ ; ferro semiduro Aq50 $\sigma_{sn} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$ ; barre DYWIDAG STAHL 80/105, con ancoraggio a piastra quadrata $130 \times 130 \text{ mm}$ o a campana - filettatura 100/160
Travi a <b>Y</b>	Calcestruzzo con cemento tipo 730 con $\sigma_{r,28} \geq 500 \text{ daN/cm}^2$ ; acciaio ad aderenza migliorata con $\sigma_{sn} \geq 4800 \text{ daN/cm}^2$
Plinti	Calcestruzzo dosato a $300 \text{ daN}$ di cemento tipo 730 con $\sigma_{r,28} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$ ; ferro semiduro Aq50 $\sigma_{sn} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$
Coppell e	Calcestruzzo con cemento tipo 730 con $\sigma_{r,28} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$ ; ferro semiduro Aq50 $\sigma_{sn} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$

**Tabella 5**

Per quanto riguarda i sovraccarichi, si devono considerare i sovraccarichi fissi, costituiti dall'impermeabilizzazione sopra la copertura, le lastre di vetro per i punti luce ed i serramenti, ed i sovraccarichi accidentale la neve per un valore di  $100 \text{ daN/m}^2$ .

### 5.2.2 Il dimensionamento originario delle membrature

La relazione di calcolo allegata ai grafici riguardo i vari elementi strutturali, esaminati e dimensionati indipendentemente tra loro, comprende il calcolo strutturale degli elementi orizzontali (travi ad  $\Omega$ , travi ad Y, coppelle di copertura), e degli elementi di tamponamento, manca la parte relativa ai pilastri ed ai plinti di fondazione e probabilmente non è stata fatta alcun tipo di verifica relativamente ai cuscinetti in neoprene. E' sembrato interessante riportare alcuni passi della relazione delle elaborazioni originali nelle immagini che seguono.

In primo luogo dalle verifiche delle travi ad  $\Omega$  emerge una valutazione forfaitaria delle cadute di tensione, assunte pari a  $1000 \text{ daN/cm}^2$ , che non ha trovato giustificazioni chiare, anche perché la normativa vigente nel 1968 prevedeva un calcolo delle cadute di tensione sostanzialmente analogo a quello che è prescritto attualmente.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - SEZIONE DI MEZZERIA

- Precompressione iniziale ( 6  $\varnothing$  26 + 2  $\varnothing$  32 )

$$\bar{\sigma}_{api} = 6400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_i = 6400 \cdot (31,84 + 16,09) = 6400 \cdot 47,93 = 306752 \text{ Kg}$$

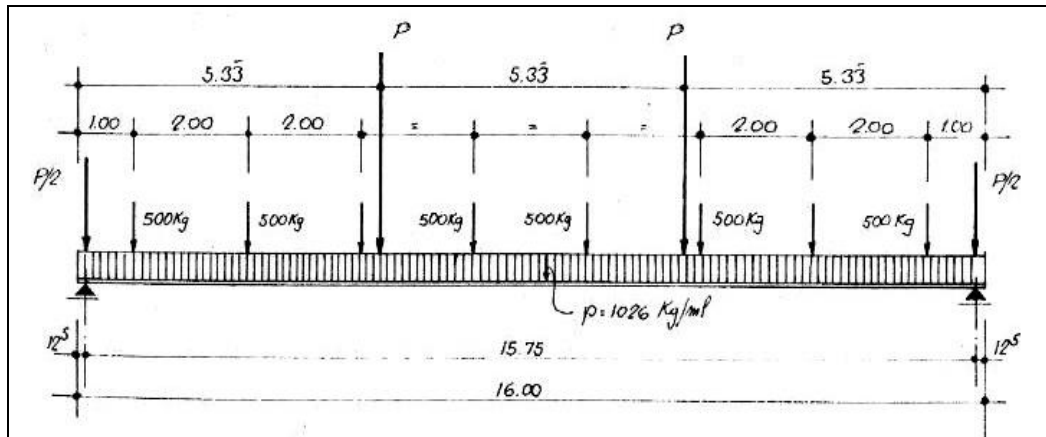
$$M_i = 6400 \cdot 2 \cdot [8,04 \cdot (92,20 - 45,81) + 5,31(93,10 - 45,85) + 5,31 \cdot (83,40 - 45,81) + 5,31(82,40 - 45,81)] = 13030016 \text{ Kgcm}$$

$$\sigma_s = + \frac{306752}{4196} - \frac{13030016}{96950} = + 73,1 - 134,4 = - 61,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = + \frac{306752}{4196} + \frac{13030016}{81957} = + 73,1 + 158,9 = + 232,0 \text{ Kg/cm}^2$$

- Peso proprio trave :  $\Delta M = \frac{1}{8} \cdot 1026 \cdot 15,75^2 = 3181400 \text{ Kgcm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = - 61,3 + \frac{3181400}{96950} = - 61,3 + 32,8 = - 28,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i = + 232,0 - \frac{3181400}{81957} = + 232,0 - 38,8 = + 193,2 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$



Schema statico

- Cadute di tensione nelle barre :  $\Delta \sigma = -1000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Delta N = -1000 \cdot 47,93 = -47930 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \Delta M &= -1000 \cdot 2 \cdot [8,04 \cdot (92,20 - 48,54) + 5,31(93,10 - 48,54) + 5,31 \cdot \\ &\quad \cdot (83,40 - 48,54) + 5,31 \cdot (82,40 - 48,54)] = -2000 \cdot 952 \cdot 437 = \\ &= -1904874 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_s &= -10,7 + 18,7 = +8,0 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta \sigma_i &= -10,7 - 19,9 = -30,6 \text{ " " } \end{aligned} \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= -28,5 + 8,0 = -20,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= +193,2 - 30,6 = +162,6 \text{ " " } \end{aligned} \right.$$

- Carichi permanenti :  $\Delta M = +12822200 \text{ Kgcm}$

$$\Delta \sigma_s = + \frac{12822200}{101623} = +126,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_i = - \frac{12822200}{95557} = -133,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= -20,5 + 126,2 = +105,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= +162,6 - 133,8 = +28,8 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

- Sovraccarichi accidentali ( neve)

$$\Delta M = 4443000 \text{ Kgcm}$$

$$\Delta \sigma_s = + \frac{4443000}{101623} = +43,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = +105,7 + 43,7 = +149,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i = +28,8 - 46,3 = -17,5 \text{ " "} \end{array} \right.$$

$$\Delta \sigma_i = - \frac{4443000}{95857} = -46,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Si prescrive un calcestruzzo Classe R.500, per cui si ha :

$$\bar{\sigma}_b' = 0,32 \cdot \sigma_{br} = +160,0 \text{ Kg/cm}^2 > +149,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,05 \cdot \sigma'_{br} = |-25,0 \text{ Kg/cm}^2| > |-17,5 \text{ Kg/cm}^2|$$

in fase iniziale a compressione :

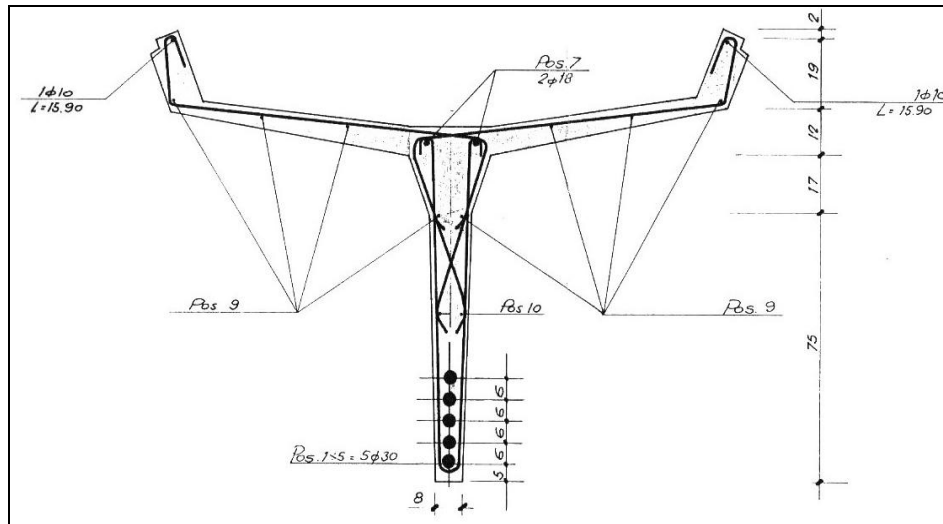
$$\bar{\sigma}_b' = +193,2 \text{ Kg/cm}^2 < +200,0 \text{ Kg/cm}^2$$

a trazione :

$$\bar{\sigma}_b = 0,07 \cdot 500 = |-35,0 \text{ Kg/cm}^2| > |-28,5 \text{ Kg/cm}^2|$$

Un altro aspetto poco chiaro riguarda la verifica a rottura, la quale, a differenza delle cadute di tensione, è stata calcolata secondo la formula riportata dalla normativa di riferimento presente nel periodo di realizzazione del fabbricato, anche se è forse stata impiegata impropriamente in quanto la sezione della trave non è da considerarsi come debolmente armata.

Le travi ad Y si poggiano su quelle principali mediante selle Gerber; l'armatura è realizzata con barre ad aderenza migliorata ed il calcestruzzo presenta elevate caratteristiche meccaniche ( $R_{ck}=500 \text{ daN/cm}^2$ ). La sezione è riportata nella figura seguente.



Particolare trave Y: sezione trasversale

In corrispondenza dei bordi delle travi sono predisposti dei fori in cui alloggiare dei bardotti  $\phi 24$  per il collegamento con le coppelle di copertura; le ali stesse sono quindi dimensionate ed armate per assorbire le azioni verticali, considerandole come vere e proprie mensole.

Si prescrive un acciaio ad aderenza migliorata con  $\sigma_{sn} > 4800 \text{ Kg/cm}^2$

Calcestruzzo di cemento 730 con  $\sigma_r 28 \text{ gg} > 500 \text{ Kg/cm}^2$ , per cui a pressoflessione si può assumere come valore del carico di sicurezza del calcestruzzo :

$$\sigma_c = 75 + \frac{500 - 225}{9} = 105,6 \text{ Kg/cm}^2 > 104,6 \text{ Kg/cm}^2$$



#### CALCOLO GRAFICO DELLA SEZIONE INFLESSA DI MEZZERIA

Si verifica la sezione di mezzeria, astraendo dalla resistenza a trazione del calcestruzzo e considerando a compressione l'ala superiore per uno sviluppo :

$$b = 24 + 10 s = 24 + 10 \cdot 8 = 104 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{L'armatura a trazione della trave ad Y è costituita da } 5 \varnothing 30 = \\ = 35,34 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

graficamente si determina : ( vedi figura 1 ) :

$$J = 1664000 \text{ cm}^4$$

e la posizione dell'asse neutro.

La massima sollecitazione nel calcestruzzo vale :

$$\sigma_b = \frac{5855600 \cdot 29,8}{1664000} = 104,6 \text{ Kg/cm}^2$$

la tensione media nell'acciaio è :

$$\sigma_{fm} = \frac{5855600 \cdot 58,2}{1664000} \cdot 10 = 2043 \text{ Kg/cm}^2$$

I°) VERIFICA AL TAGLIO

Determiniamo il massimo sforzo di scorrimento

- Sforzo di scorrimento in corrispondenza della fibra baricentrica :

$$\tau = \frac{TS}{Jb}$$

$$S = 192 \cdot 26,3 + 360 \cdot 22,0 + 238 \cdot 20,4 + 150 \cdot 13,2 + 155 \cdot 5,3 = \\ = 20626 \text{ cm}^3$$

$$J = 1664000 \text{ cm}^4$$

$$T = 15825 \text{ Kg}$$

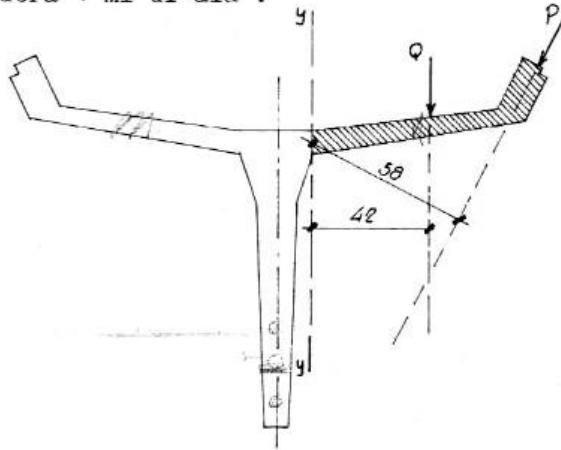
$$b = 12 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max.} = \frac{15825 \cdot 20626}{1664000 \cdot 12} = 16,34 \text{ Kg/cm}^2 \approx 16,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{J}{S} = \frac{1664000}{20626} \approx 80,7 \text{ cm}$$

### CALCOLO DELL'ARMATURA DELL'ALA SUPERIORE DELLA TRAVE

Si considera 1 ml di ala :



Si considera la sezione y-y. Il momento flettente in tale sezione vale :

$$M_{y-y} = 550 \cdot 0,58 + 235 \cdot 0,42 = 319 + 99 = 418 \text{ Kgm}$$

#### Calcolo diretto dell'armatura

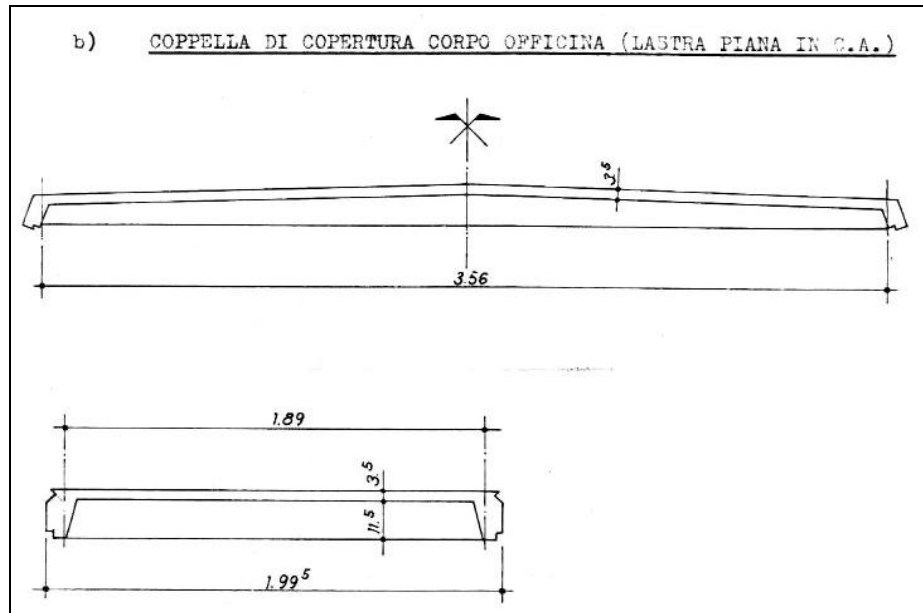
$M = 418 \text{ Kgm}$  ;  $b = 1,00 \text{ m}$  ;  $h = 8 \text{ cm}$  ;  $h' = 5,5$  ;  $n = 10$   
per  $\sigma_f = 2200 \text{ Kg/cm}^2$

$$r = \frac{5,5}{\sqrt{418}} = \frac{5,5}{20,4} = 0,269$$

$$\sigma_c \approx 99 \text{ Kg/cm}^2 \quad t = 0,189 \quad A_f = 0,189 \cdot 20,4 = 3,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

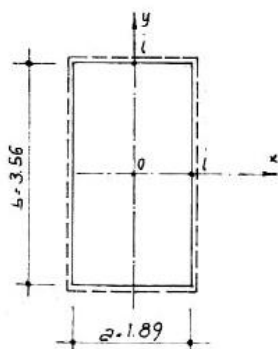
useremo 8 staffe  $\emptyset 8/\text{ml}$ ., cioè  $\emptyset 8/12,5$  pari a  $402 \text{ cm}^2/\text{ml} > 385 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Le coppelle di copertura sono studiate come delle piastre incastrate ai bordi, per effetto delle barre  $\phi 24$  di collegamento.

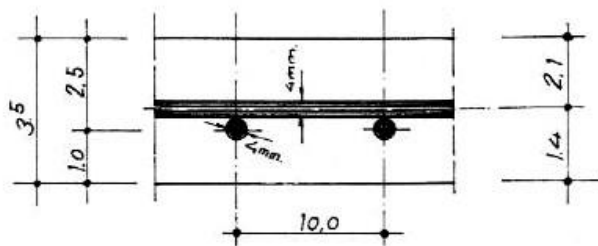


1) Calcolo dell'armatura della piastra

Consideriamo la piastra come sem incastrata sulle quattro nervature di contorno e la schematizziamo come nella figura seguente :



$$\frac{b}{a} = \frac{3,56}{1,89} = 1,88 \approx 1,9$$

Calcolo diretto dell'armatura

$$m_{ox} = 42,7 \text{ Kg/m}$$

$$m_{oy} = 19,7 \text{ Kg/m}$$

$$m_{ox} = 42,7 \text{ Kg/m}$$

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 3,5 \text{ cm} ; h' = 2,5 \text{ cm} ; n = 10$$

$$\text{per } \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = \frac{2,5}{42,70} = \frac{2,5}{6,5} = 0,384 \quad \sigma_c = 57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 0,178 \quad A_f = 0,178 \cdot 6,5 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

per  $\sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$$r = \frac{2,5}{42,70} = \frac{2,5}{6,5} = 0,384 \quad \sigma_c = 57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 0,173 \quad A_f = 0,173 \cdot 6,5 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(armatura nella direzione delle x)

Useremo della rete elettrosaldata in fili d'acciaio del diametro  $d = 4 \text{ mm}$  - interasse  $i$  dei fili paralleli alla direzione  $x$  sia di  $7,5 \text{ cm}$  (pari a  $1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), la direzione  $x$  è la direzione delle barrette principali che, quindi, sono posizionate a  $1 \text{ cm}$  dal bordo inferiore della soletta.

$$m_{oy} = 19,7 \text{ Kg/ml}$$

$$b = 1,00 \text{ m}; h = 3,5 \text{ cm}; h' = 2,1 \text{ cm}; n = 10; \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = \frac{2,1}{\sqrt{19,7}} = \frac{2,1}{4,44} = 0,472$$

$$\sigma_c \approx 44 \text{ Kg/cm}^2 \quad t = 0,141$$

$$A_f = 0,141 \cdot 4,44 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4/15 = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

l'interasse dei fili con direzione parallela alle  $y$  è di  $15 \text{ cm}$ .

In definitiva la rete elettrosaldata avrà maglia  $7,5 \times 15 \text{ cm}$ .

### **5.3 Lo stato di fatto e la valutazione della sicurezza**

La procedura di valutazione della sicurezza deve essere preceduta, conformemente a quanto riportato nelle NTC per la verifica dei manufatti esistenti (CAP. 8), dalla determinazione di un appropriato livello di conoscenza dell'edificio campione.

Il tema delle indagini sulle strutture, sia in termini globali che sui materiali costituenti ha ricevuto e riceve spesso scarsa attenzione dai professionisti. Ciò ha determinato da un lato, e più frequentemente, assunzioni troppo conservative e quindi eccessivamente dispendiose; dall'altro, e meno frequentemente, ha determinato assunzioni non conservative con conseguenze potenzialmente gravi sulla sicurezza.

D'altro canto bisogna riconoscere le difficoltà oggettive, di carattere logistico ed economico, con le quali il progettista spesso deve operare, ma soprattutto il ritardo culturale presente nel settore dell'ingegneria civile sul tema delle diagnosi.

Un altro aspetto fondamentale che ha contribuito a limitare l'attenzione verso le indagini è stata l'omologazione adottata in passato nel processo di valutazione della sicurezza tra progettazione di nuove costruzioni e riabilitazione di costruzioni esistenti: in particolare ci si riferisce all'adozione di coefficienti di sicurezza identici nelle due situazioni, nonostante le evidenti differenze in termini di conoscibilità della struttura e di rappresentatività delle prove eseguite sui materiali, nonché al problema della vita utile residua da considerare rispetto a quella nominalmente attribuita ad un edificio nuovo.

Le attuali norme, consentendo di assumere, nelle verifiche di sicurezza, un adeguato valore del coefficiente di sicurezza (Fattore di Confidenza), in base al livello di conoscenza della struttura acquisito, danno una prima risposta alla questione fornendo al progettista più opportunità, ma al tempo stesso responsabilizzandolo maggiormente. Infatti, esso si troverà a poter decidere di investire maggiori risorse nelle indagini per la conoscenza della struttura, da recuperare successivamente avendo la possibilità di effettuare interventi di adeguamento più mirati ma soprattutto meno onerosi.

### 5.3.1 I dati richiesti

Una costruzione esistente deve essere sottoposta alla valutazione della sicurezza sismica, quando ricorra una delle seguenti situazioni:

1. Riduzione evidente della capacità resistente e/o de formativa della struttura o di alcune sue parti (degrado dei materiali, sisma, incendi, esplosioni cedimenti in fondazione, ecc.);
2. Gravi errori di progetto o di costruzione;
3. Cambio della destinazione d'uso con significativa variazione dei carichi variabili e/o della classe d'uso dell'edificio;
4. Interventi, che interagiscono con elementi strutturali, che ne riducono la capacità o la rigidità.

Pertanto la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, tipicamente maggiore rispetto a quello degli edifici di nuova progettazione. La completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili richiedono sia l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza che di opportuni metodi di analisi.

E' pertanto necessario che vengano acquisiti dati sui seguenti aspetti principali:

- Identificazione dell'organismo strutturale ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto, opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- Identificazione della struttura di fondazione;
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- Informazioni sui possibili difetti nei particolari costruttivi: dettagli delle armature, eccentricità trave-pilastro e pilastro-pilastro, collegamenti trave colonna, ecc.;



- 
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
  - Destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio;
  - Informazioni sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

Tali dati devono essere acquisiti principalmente da documenti di progetto, eventuale documentazione ottenuta in tempi successivi alla costruzione, rilievi strutturali e prove in-situ ed in laboratorio.

E' importante ricordare che il progetto strutturale dell'edificio spesso non risulta disponibile in quanto la norma vigente fino al 1971, il R.D. n. 2229 del 16 novembre 1939, prevedeva all'art. 4 del Capo I, soltanto l'obbligo per i costruttori di presentare, prima dell'inizio dei lavori, denuncia alla Prefettura della provincia, allegando una copia del progetto di massima, il quale non conteneva alcun dettaglio ma soltanto dimensioni e caratteristiche principali dell'edificio da realizzare.

Soltanto a seguito della legge n. 1086 del 5 novembre 1971, "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica", è stato disposto l'obbligo di depositare il progetto esecutivo ed i calcoli statici presso l'ufficio competente del Genio Civile all'atto della denuncia dei lavori. Se per gli edifici costruiti prima del 1971, più precisamente prima dell'entrata in vigore della 1086/71, la probabilità di reperire la documentazione tecnica è molto bassa, l'esperienza mostra come nel periodo di vigenza della 1086/71, la probabilità di reperire la documentazione tecnica è molto bassa, l'esperienza mostra come nel periodo di vigenza della 1086, soprattutto per il primo decennio, la documentazione tecnica, sempre che sia disponibile, risulti essere frequentemente incompleta o poco accurata, rispetto alla quantità e alla qualità dei dati richiesti per l'esecuzione di verifiche locali di resistenza secondo i moderni criteri di valutazione. Pertanto, l'individuazione della quantità e della disposizione delle armature può costituire un grosso problema per la cui soluzione è necessario adottare procedure di valutazione

specifiche che consentano di individuare i dettagli costruttivi in maniera sufficientemente affidabile ma non eccessivamente onerosa.

In tal senso il progetto simulato può essere uno strumento importante per la conoscenza della struttura, di fatto indispensabile per le strutture realizzate prima del 1971, ma spesso utile anche per quelle realizzate nel periodo successivo.

### 5.3.2 I livelli di conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nella fase conoscitiva si individua il cosiddetto Livello di Conoscenza relativo ad ogni aspetto sopra descritto (*geometria, dettagli costruttivi e materiali*) e di conseguenza si definisce un parametro da adottare come *coefficiente parziale di sicurezza*, che tiene conto delle carenze e/o incertezze dei parametri del modello di struttura che si vuole costruire. Tale coefficiente è detto Fattore di Confidenza (FC)

Questo particolare coefficiente parziale di sicurezza dipende dalla “quantità” e “qualità” dei dati acquisiti sul fabbricato esistente e sarà applicato alle proprietà dei materiali per le verifiche di sicurezza. Inoltre il Livello di Conoscenza determina anche il metodo di analisi strutturale che si può effettuare (Tab. 5.3.2.1). I possibili livelli di conoscenza sono tre:

1. **LC1:** conoscenza *limitata*
2. **LC2:** conoscenza *adeguata*
3. **LC3:** conoscenza *accurata*

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *Geometria*, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali.
- *Dettagli strutturali*, ossia quantità e disposizione delle armature (per il conglomerato), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi strutturali non collaboranti.
- *Materiali*, ossia proprietà meccaniche dei materiali.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tab. 5.3.2.11. – Livelli di conoscenza

Concludendo, la procedura seguita per la valutazione e l'adeguamento dei fabbricati esistente è caratterizzata dai seguenti passaggi:

1. Raccolta dati
2. Definizione del livello di conoscenza e scelta delle modalità di analisi
3. Definizione dell'azione sismica in relazione ai diversi stati limite
4. Modellazione della struttura e analisi strutturale
5. Verifiche di sicurezza
6. Scelta e progetto dell'eventuale intervento di adeguamento
7. Verifica dell'intervento di adeguamento adottato

Per evidenti ragioni di carattere economico e ritenendo tra l'altro che tale attività esuli dagli scopi del presente lavoro, non è stata eseguita una reale campagna di indagini sul manufatto, ma sono stati assunti dei dati in virtù delle informazioni desunte dalle indagini di archivio e dai grafici recuperati e di cui al precedente paragrafo.

### **DATI ACQUISITI E LIVELLO DI CONOSCENZA**

Le NTC definiscono tre differenti valori di “fattori di confidenza” in funzione del livello di conoscenza (LC1, LC2, LC3) definiti in base a quantità e qualità dei dati acquisiti sulla struttura oggetto di indagine; in base al livello di conoscenza raggiunto, è possibile determinare il metodo di analisi con cui svolgere le verifiche strutturali ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza:

<b>LC1: Conoscenza Limitata</b>	<b>→</b>	<b>F.C. = 1.35;</b>
<b>LC2: Conoscenza Adeguata</b>	<b>→</b>	<b>F.C. = 1.20;</b>
<b>LC3: Conoscenza Accurata</b>	<b>→</b>	<b>F.C. = 1.00;</b>

Nel caso in esame è possibile assumere:

**Geometria:** la geometria della struttura è nota in base alla documentazione recuperata. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali e sui dettagli sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

**Dettagli costruttivi:** i dettagli sono noti dalla documentazione recuperata. I dati raccolti sono stati tali da consentire verifiche locali di resistenza e la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

**Proprietà dei materiali:** le caratteristiche meccaniche dei materiali sono note dalla documentazione recuperata, confrontata con le indicazioni riportate in letteratura; non sono disponibili certificati di prova. E' stata inoltre ipotizzata una campagna di indagini strutturali tale da consentire il raggiungimento di un Livello di Conoscenza 2 (**LC2**). I dati sono stati confrontati con le indicazioni presenti in

letteratura e nelle normative dell'epoca di realizzazione dell'edificio. Si assume pertanto che le informazioni siano tali da consentire verifiche locali di resistenza nel caso di analisi lineare e la messa a punto di un modello strutturale di tipo non lineare.

Dalle informazioni acquisite si può ritenere di avere un livello di conoscenza **LC2: Conoscenza Adeguata.**

### CARATTERIZZAZIONE MATERIALI STRUTTURALI

Un aspetto importante da sottolineare per le strutture prefabbricate riguarda il quantitativo di elementi da sottoporre ad indagine per rispettare le prescrizioni di cui alla tabella C8A.1.3. In base a quanto riportato nelle *“Note esplicative alla tabella C8A.1.3 (a, b) Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti: (a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.”*

Le strutture prefabbricate godono (almeno nella gran parte dei casi) di un forte connotato di ripetitività che attiene agli elementi strutturali (pilastri, travi, dispositivi di appoggio, luci, carichi, dimensioni). Pertanto le indicazioni della nota riportata in precedenza, si adattano in particolar modo a tali tipologie di edifici. Potrebbe tuttavia aversi una maggiore onerosità nella fase esecutiva delle indagini a causa delle dimensioni geometriche dei manufatti (altezze e luci elevate) e delle maggiori caratteristiche meccaniche dei materiali che caratterizzano tali strutture.

Ad ogni modo, alla luce delle considerazioni fin qui esposte ed in virtù dei dati reperiti sull'edificio campione, si assume quanto di seguito:

<b>Pilastrì</b>	Calcestruzzo con $R_{cm} = 560 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cm} = 560 \times 0.83 = 465 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{cd} = 465/1.20 = 387 \text{ daN/cm}^2$ Acciaio Aq50 $f_{ym} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$ LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{yd} = 3200/1.20 = 2666 \text{ daN/cm}^2$
<b>Travi a <math>\Omega</math></b>	Calcestruzzo con $R_{cm} = 500 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cm} = 500 \times 0.83 = 415 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{cd} = 415/1.20 = 346 \text{ daN/cm}^2$ ; Acciaio Aq50 $f_{ym} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{yd} = 3200/1.20 = 2666 \text{ daN/cm}^2$ barre DYWIDAG STAHL 80/105, con ancoraggio a piastra quadrata 130x130 mm o a campana - filettatura 100/160
<b>Travi a Y</b>	Calcestruzzo con $R_{cm} = 500 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cm} = 500 \times 0.83 = 415 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{cd} = 415/1.20 = 346 \text{ daN/cm}^2$ ; Acciaio ad aderenza migliorata con $f_{ym} \geq 4800 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{yd} = 4800/1.20 = 4000 \text{ daN/cm}^2$
<b>Plinti</b>	Calcestruzzo con $R_{cm} = 250 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cm} = 250 \times 0.83 = 207 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{cd} = 207/1.20 = 173 \text{ daN/cm}^2$ ; Acciaio Aq50 $f_{ym} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2$ ; LC2 $\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{yd} = 3200/1.20 = 2666 \text{ daN/cm}^2$

### 5.3.3 Valutazione della vulnerabilità attuale

Uno dei problemi di maggior rilievo per l'analisi strutturale di edifici del genere risiede nella modellazione dei collegamenti e nella corretta valutazione dei loro parametri meccanici. Nel caso in particolare degli appoggi in gomma di neoprene, le principali incertezze riguardano proprio la determinazione dei parametri meccanici del materiale, il cui valore è funzione di diversi fattori e nel nostro caso non si hanno che informazioni di natura geometrica.

**Nelle strutture prefabbricate, a differenza di quanto accade per quelle gettate in opera, la risposta strutturale globale è fortemente influenzata dai collegamenti, i quali possono anche avere dei comportamenti diversi da quelli elastici lineari, e ciò altera notevolmente la risposta della struttura in quanto non è più lecito aspettarsi sollecitazioni proporzionali alle azioni esterne.**

Un ulteriore problema che si è rilevato in questo caso specifico riguarda l'applicazione delle norme del bollettino C.N.R. 10018 (del 1999), relative al progetto dei collegamenti degli elementi prefabbricati. Esse rappresentano l'unico strumento normativo di riferimento per gli appoggi in gomma, ma seguendo un'impostazione di tipo progettuale, presentano alcune mancanze per gli appoggi puramente elastomerici; questi ultimi, infatti, sono tassativamente da escludersi in zona sismica, per cui manca una serie di indicazioni per la loro verifica sotto azioni sismiche. Per cercare dunque di valutare al meglio la risposta del capannone in esame, sono state fatte diverse analisi statiche, sia in campo elastico, sia in campo non lineare.

### 5.3.3.1 Parametri sismici del sito di costruzione

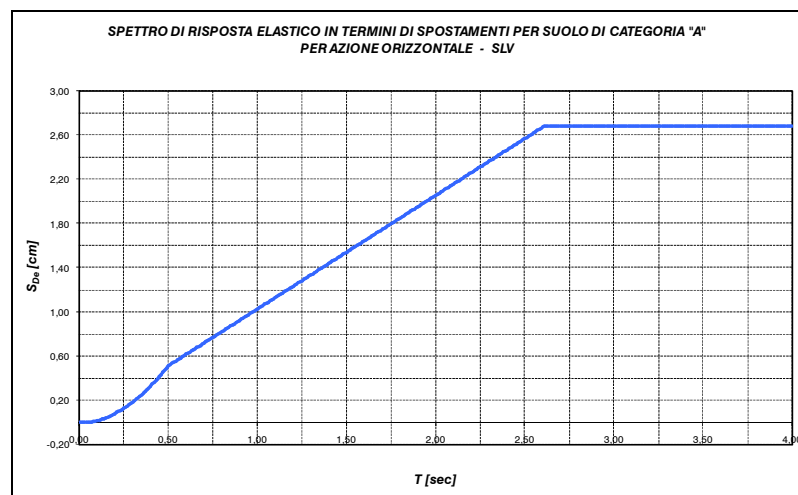
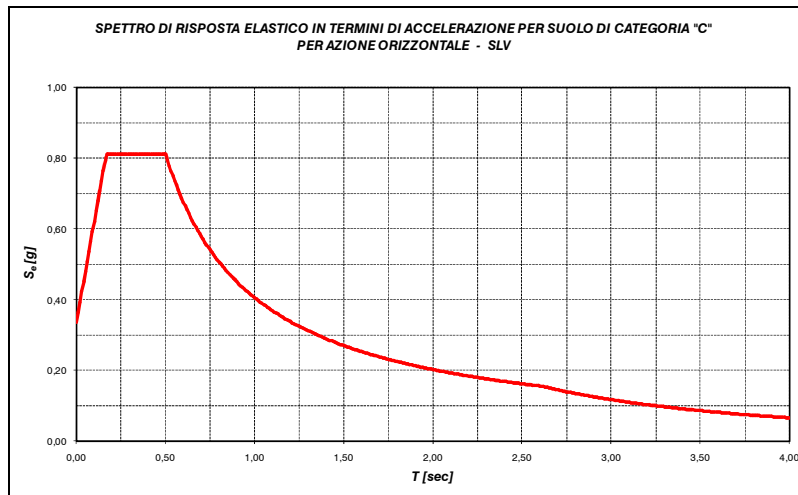
Come anticipato in precedenza, non sono stati reperiti dati esaustivi in merito alla caratterizzazione geotecnica del sito su cui sorge l'edificio campione. Si è assunto, pertanto, di considerare una condizione intermedia tra quelle che la norma definisce, ritenendo tale aspetto secondario all'obiettivo del presente studio. Quindi si assumono i seguenti parametri che consentono in definitiva di determinare gli spettri di progetto dell'edificio in esame:

Comune:	Maniago	Latitudine	<b>46.1689</b>
Longitudine	<b>12.7077</b>	Vita Nominale	$V_N > 50$
Classe d'uso	$C_U = 2$	Periodo di rifer.	$V_R = V_N C_U = 50$
Tipologia di terreno	<b>C</b>	Condizioni topografiche	<b>T1</b>

$T_R$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^* [sec]$
30	0.0661	2.4885	0.2401
<b>50</b>	<b>0.0897</b>	<b>2.4509</b>	<b>0.2602</b>
<b>475</b>	<b>0.2523</b>	<b>2.4100</b>	<b>0.3300</b>
975	0.3414	2.4100	0.3500

Di conseguenza è possibile definire lo spettro elastico di riferimento per il nostro edificio campione allo SLV:

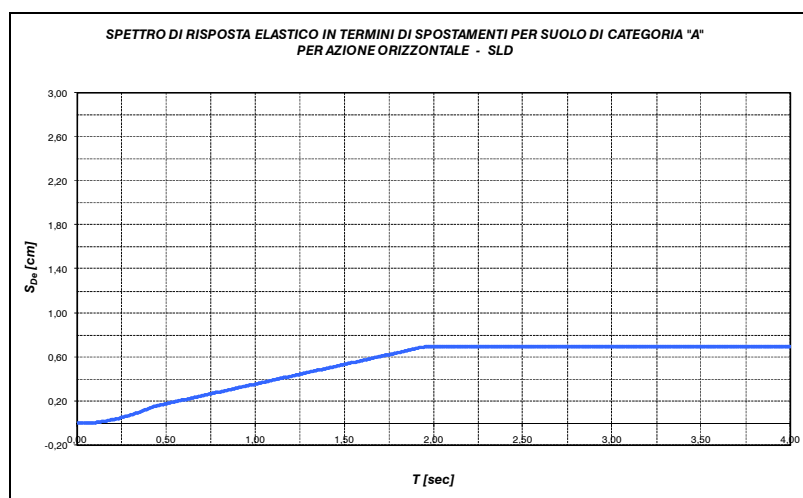
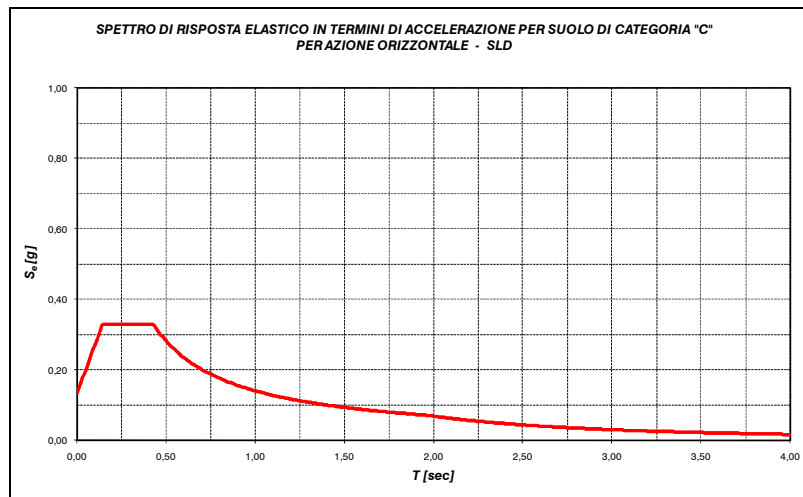
$\eta =$	1,0	$S =$	1,335
$S_s =$	1,335	$T_B =$	0,167
$C_C =$	1,514	$T_C =$	0,500
$S_T =$	1,000	$T_D =$	2,609





E lo spettro elastico di riferimento per il nostro edificio campione allo SLD:

$\eta =$	1,0	$S =$	1,500
$S_s =$	1,500	$T_B =$	0,142
$C_C =$	1,640	$T_C =$	0,427
$S_T =$	1,000	$T_D =$	1,959



### 5.3.3.2 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. Le tabelle seguenti riepilogano, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è <b>compatta</b> e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	<b>SI (?)</b>
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	<b>SI</b>
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	<b>SI</b>
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	<b>SI - NO</b>

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	<b>SI</b>
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	<b>SI</b>
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	<b>SI</b>
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	<b>SI</b>

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta (escludendo l'ipotesi di impalcato rigido)
- REGOLARE in altezza (essendo la struttura monopiano)

### 5.3.3.3 Comportamento strutturale

Si assume per la struttura in esame un comportamento strutturale **dissipativo**; pertanto, come indicato al punto 7.2.1 del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”, le verifiche di resistenza allo SLV saranno condotte con riferimento allo spettro di progetto, ottenuto dallo spettro elastico dividendo le ordinate spettrali per il fattore di struttura “q”.

La struttura in esame sarà verificata in ipotesi di classe di duttilità **BASSA (CD “B”)**. Con riferimento alle tabelle successive, si deve considerare il caso di “Strutture a telaio, pareti accoppiate, miste”  $\rightarrow q_0=3.0 \alpha_u/\alpha_1$  ed avendo definito la struttura “non regolare in pianta”  $\alpha_u/\alpha_1=1.05$ . Pertanto, per la struttura in esame si hanno i seguenti valori del fattore di struttura “q” allo Stato Limite Ultimo:

Fattore di Struttura **q** per sisma orizzontale in direzione X: 3.15

Fattore di Struttura **q** per sisma orizzontale in direzione Y: 3.15

**Tabella 7.4.I** – Valori di  $q_0$

tipologia	$q_0$	
	CD “B”	CD “A”
Strutture a telaio, pareti accoppiate, miste	3,0 $\square u/\square 1$	4,5 $\square u/\square 1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 $\square u/\square 1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,0	2,0

**Tabella 7.4.II** – Valori di  $q_0$  per strutture prefabbricate

tipologia	$q_0$	
	CD “B”	CD “A”
Struttura a pannelli	3,0	4,0 $\square u/\square 1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilasrti isostatici	2,5	3,5

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

- |  |                           |
|--|---------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai                        |                           |
| - strutture a telaio di un piano   | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata                   | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate                         | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti                       |                           |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate                                | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti             | $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ |

### 5.3.3.4 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

Le azioni sono combinate come di seguito descritto; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio.

L'analisi globale della struttura è condotto mediante il metodo elastico.

### Stato limite ultimo – di salvaguardia della vita (SLV)

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate nel modo più sfavorevole ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi le combinazioni da adottare sono del tipo:

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

essendo:

- $G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli

effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta pretensione e precompressione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  sono i coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici, come definiti nella tabella 2.5.I del DM 14 gennaio 2008.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

$E$  azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  è peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  è il peso proprio di tutti gli elementi permanenti (o semipermanenti) non strutturali;

$P_k$  è pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

<b>Categoria/Azione</b>	<b><math>\psi_{2i}</math></b>
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	<b>0,3</b>
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3
<b>Categoria H – Coperture</b>	<b>0,0</b>
Vento	0,0
<b>Neve (a quota <math>\leq 1000</math> m s.l.m.)</b>	<b>0,0</b>
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

### Stati limite di esercizio – di danno (SLD)

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate nel modo più sfavorevole ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettati e verificati i vari elementi strutturali sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica (rara)  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

combinazione frequente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

combinazione quasi permanente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

essendo:

- $G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  rappresenta pretensione e precompressione;
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- $\psi_{0i}$  è il coefficiente atto a definire i valori delle azioni di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$  è il coefficiente atto a definire i valori delle azioni al frattile 95% delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$  è il coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In maniera analoga a quanto già illustrato nel caso dello SLU, le combinazioni risultanti si determinano a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile deve essere considerata sollecitazione variabile base ( $Q_{k1}$  nelle formule sopra riportate), dando con ciò origine ai vari valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) si effettuano le verifiche allo SLE.

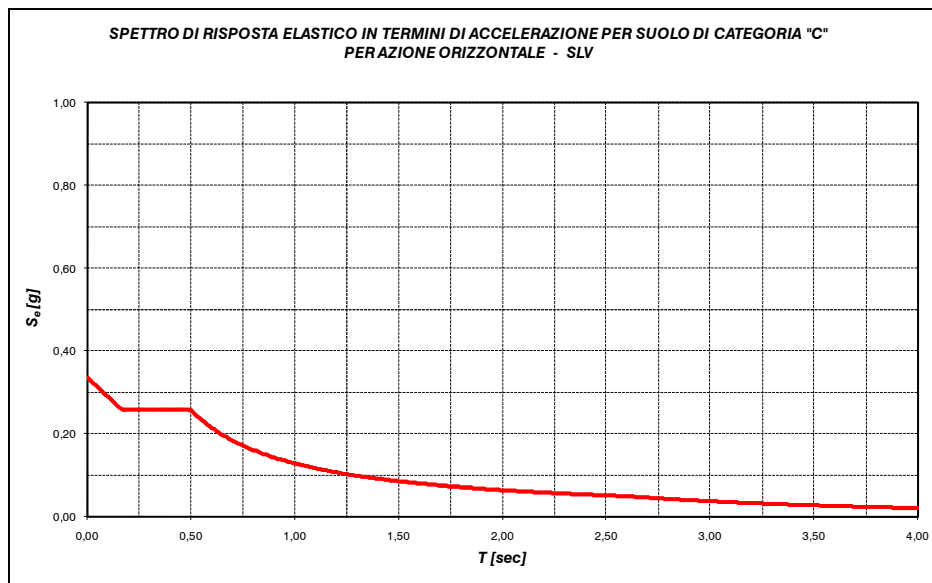
L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

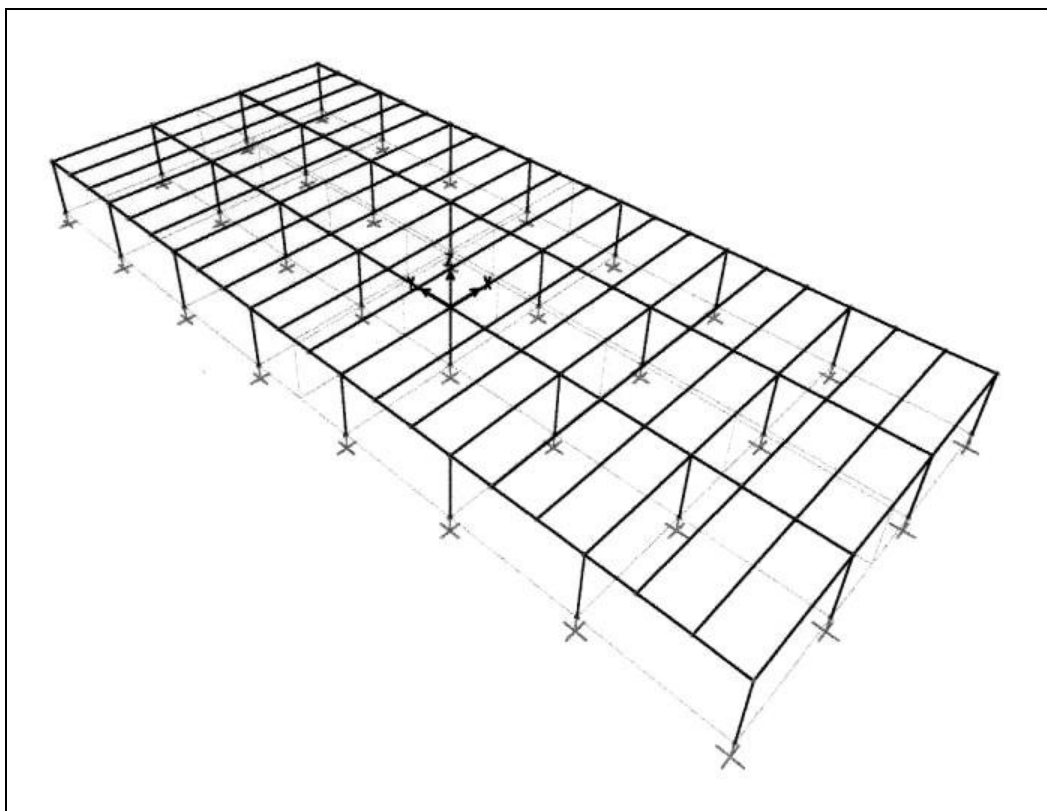




### 5.3.3.5 Analisi lineari

Sono state condotte analisi elastiche di carattere locale e globale, concentrando l'attenzione sugli elementi portanti principali del capannone e cioè pilastri, travi ad  $\Omega$  e collegamenti, in termini di sollecitazioni e di deformazioni. Mediante un programma di calcolo agli elementi finiti (SAP 2000) è stato realizzato un modello tridimensionale della struttura che potesse rispecchiare nella maniera migliore possibile l'effettivo schema strutturale e quindi il comportamento dovuto alle azioni esterne applicate, calcolate seguendo anche le direttive fornite dalla normativa attualmente in vigore.

In figura è riportato lo schema geometrico del modello assunto.



**Modello strutturale**

Per la presenza di numerose incertezze, legate alla schematizzazione dei collegamenti tra le varie membrature, si sono analizzati differenti modelli, con diversi gradi di accuratezza riguardo il comportamento d'insieme ed i dettagli strutturali.

Un primo modello prevede l'esistenza di un diaframma infinitamente rigido orizzontale che collega tutti i pilastri dell'edificio e nel cui piano orizzontale giacciono tutte le travi. Un secondo modello presenta la stessa schematizzazione del primo, ma esclude la presenza dell'impalcato infinitamente rigido (in realtà, per il tipo di collegamento effettivamente presente tra le coppelle di copertura, gli sheds e le travi ad Y, e per il fatto che non vi sia un getto di sigillatura superiormente a tali elementi, l'ipotesi di diaframma rigido può essere accettata solo come approssimazione per una analisi di massima delle sollecitazioni). Nel terzo modello si introduce una variazione che intende migliorare la fedeltà geometrica del modello stesso; infatti, non essendo monolitica, ma assemblata, la struttura presenta delle eccentricità tra gli assi baricentrici delle membrature che sono state tenute in considerazione mediante la definizione di bracci rigidi alle estremità delle travi ad  $\Omega$  e dei pilastri, ed assumendo che il collegamento tra tali elementi sia ben rappresentato da una cerniera perfetta e priva di attrito, posizionata in corrispondenza dell'intersezione tra tali bracci rigidi.

Per tutti e tre i modelli studiati è stata fatta prima un'analisi statica e poi un'analisi dinamica.

Per il sovraccarico dovuto alla neve, con riferimento alle indicazioni delle NTC (3.4.2 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO) in considerazione che il sito in cui è ubicato l'edificio campione ricade in zona climatica I, (ad una altitudine di circa 100 m s.l.m.) si ha un valore di **150 daN/m<sup>2</sup>**, su una superficie totale di 5376 m<sup>2</sup>, perciò si ha un **Carico neve = 806400 daN**.

Nell'ipotesi in cui il diaframma infinitamente rigido non sia presente, l'assegnazione dei carichi agenti sulle varie membrature è fatta per aree di influenza, e di seguito si riportano i pesi competenti ai quattro tipi di pilastri considerati: centrali, laterali, frontali e d'angolo.

**Pilastro centrale**

	peso di un elemento (daN)	numero di elementi	peso totale (daN)
Travi $\Omega$	16412	1	16412
Carichi sulle travi $\Omega$	500	8	4000
Pilastro	6239	0.5	3120
Travi <b>Y</b> interne	9280	3	27840
Imperm. travi <b>Y</b>	-	-	2304
Serramenti	1024	3	3072
Piastra tipo a	540	24	12960
Imperm. copertura	-	-	4378

**Tot. = 74085 daN****Carico neve = 38400 daN****Pilastro laterale**

	peso di un elemento (daN)	numero di elementi	peso totale (daN)
Travi $\Omega$	16412	1	16412
Carichi sulle travi $\Omega$	500	4	2000
Pilastro	6239	0.5	3120
Travi <b>Y</b> interne	9280	1.5	13920
Imperm. travi <b>Y</b>	-	-	1152
Serramenti	1024	1.5	1536
Piastra tipo a	540	9	4860
Imperm. copertura	-	-	1642
Coppelle tipo b	486	3	1459
Imperm. coppelle	-	-	365
Pannelli	-	-	7840
Montanti HE140	280	4	560

**Tot. = 54865 daN****Carico neve = 19200 daN**

**Pilastro frontale**

	peso di un elemento (daN)	numero di elementi	peso totale (daN)
Travi $\Omega$	16412	0.5	8206
Carichi sulle travi $\Omega$	500	4	2000
Pilastro	6239	0.5	3120
Travi $\Upsilon$ esterne	9880	2	19760
Imperm. travi $\Upsilon$	-	-	1536
Serramenti	1024	1.5	1536
Piastra tipo a	540	12	6480
Imperm. copertura	-	-	2189
Pannelli	-	-	13440
Montanti HE140	280	4	560

**Tot.= 58826 daN****Carico neve= 19200 daN****Pilastro d'angolo**

	peso di un elemento (daN)	numero di elementi	peso totale (daN)
Travi $\Omega$	16412	0.5	8206
Carichi sulle travi $\Omega$	500	4	2000
Pilastro	6239	0.5	3120
Travi $\Upsilon$	9880	1	9880
Imperm. travi $\Upsilon$	-	-	384
Serramenti	1024	1	1024
Piastra tipo a	540	5	2700
Imperm. copertura	-	-	912
Coppelle tipo b	486	2	973
Imperm coppelle	-	-	365
Pannelli	-	-	13440
Montanti HE140	280	4	560

**Tot.= 43563 daN****Carico neve= 9600 daN**

---

	$N_{perm}$ (daN)	$N_{acc}$ (daN)
Pilastri centrali	<b>74085</b>	<b>38400</b>
Pilastri laterali	<b>54685</b>	<b>19200</b>
Pilastri frontali	<b>58826</b>	<b>19200</b>
Pilastri d'angolo	<b>43563</b>	<b>9600</b>

E' importante precisare che nel caso in esame, per la tipologia di collegamenti in copertura, l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido appare non applicabile. Di conseguenza (in base alle indicazioni delle NTC) non è possibile eseguire l'analisi statica lineare. Tuttavia, ritenendo significativa la casistica di impalcato rigido, si svolgono analisi dinamiche in ipotesi di impalcato rigido. Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati delle analisi effettuate, per un confronto in termini di sollecitazioni e di spostamenti. Si riportano le condizioni più gravose per le 4 tipologie di pilastri individuate, sovrapponendo gli effetti delle singole azioni considerate.

Si omette di riportare la totalità delle combinazioni che le NTC prevedono per analisi del genere, ritenendo tale aspetto secondario rispetto agli obiettivi ed alle finalità del presente lavoro.

**CASO 1 - Analisi statica in ipotesi di impalcato infinitamente rigido**

	Carichi verticali permanenti							Carichi verticali accidentali						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	0	0	0	0	0	0	38400	0	0	0	0	0	0
Pilastrini laterali	54685	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini frontali	58826	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini d'angolo	43563	0	0	0	0	0	0	9600	0	0	0	0	0	0
	Azioni orizzontali							Cedimento impresso						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	0	18139	149654	4256	35115	12.34	0.00819	0	2407	19585	0	0	-0.04865	0.00255
Pilastrini laterali	0	18139	149654	4256	35115	12.34	0.00819	0	-110	-767	0	0	-0.04865	0
Pilastrini frontali	0	19088	157478	3308	27291	13.17	0.00819	0	-79	-652	0	0	-0.04865	0
Pilastrini d'angolo	0	19088	157478	3308	27291	13.17	0.00819	0	-85	-699	0	0	-0.04865	0
	Sovrapposizione degli effetti							Con gli effetti del 2° ordine						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	20546	169239	4256	35115	12.291	0.0107	76308	21162	174317	4384	36168	12.66	0.01098
Pilastrini laterali	54685	18029	148887	4256	35115	12.291	0.0082	55943	18444	152311	4354	35923	12.57	0.00812
Pilastrini frontali	58826	19009	156826	3308	27291	13.121	0.0082	59561	19247	158786	3349	27632	13.29	0.00809
Pilastrini d'angolo	43563	19003	156779	3308	27291	13.121	0.0082	44434	19383	159914	3374	27837	13.38	0.00812

**CASO 1 - Analisi dinamica in ipotesi di impalcato infinitamente rigido**

	Carichi verticali permanenti							Carichi verticali accidentali						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	0	0	0	0	0	0	38400	0	0	0	0	0	0
Pilastrini laterali	54685	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini frontali	58826	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini d'angolo	43563	0	0	0	0	0	0	9600	0	0	0	0	0	0
	Azioni orizzontali							Cedimento impresso						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	0	7629	62947	1030	8504	5.63	0.00552	0	2407	19585	0	0	0.04865	0.00261
Pilastrini laterali	0	7629	62947	340	2808	5.63	0.00552	0	-110	-767	0	0	0.04865	0
Pilastrini frontali	0	8886	73315	1030	8504	6.56	0.00552	0	-79	-652	0	0	0.04865	0
Pilastrini d'angolo	0	8886	73315	340	2808	6.56	0.00552	0	-85	-699	0	0	0.04865	0
	Sovrapposizione degli effetti							Con gli effetti del 2° ordine						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	10036	82532	1030	8504	5.679	0.0081	76308	10337	85008	1061	8759	5.85	0.00855
Pilastrini laterali	54685	7519	62180	340	2808	5.679	0.0055	55943	7692	63610	348	2873	5.81	0.006
Pilastrini frontali	58826	8807	72663	1030	8504	6.609	0.0055	59561	8917	73571	1043	8610	6.69	0.006
Pilastrini d'angolo	43563	8801	72616	340	2808	6.609	0.0055	44434	8977	74068	347	2864	6.74	0.006

**CASO 2 - Analisi dinamica in ipotesi di assenza di impalcato rigido**

	Carichi verticali permanenti							Carichi verticali accidentali						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	0	0	0	0	0	0	38400	0	0	0	0	0	0
Pilastrini laterali	54685	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini frontali	58826	0	0	0	0	0	0	19200	0	0	0	0	0	0
Pilastrini d'angolo	43563	0	0	0	0	0	0	9600	0	0	0	0	0	0
	Azioni orizzontali							Cedimento impresso						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	0	6841	66446	2116	17456	5.03		0	2172	17678	0	0	0.18	0.00237
Pilastrini laterali	0	6838	66416	1836	16069	5.03		0	-22	119	0	0	0	0
Pilastrini frontali	0	6087	60242	2114	17442	4.5		0	-313	34	0	0	0.18	0
Pilastrini d'angolo	0	6087	60217	1824	15053	4.5		0	3	9	0	0	0	0
	Sovrapposizione degli effetti							Con gli effetti del 2° ordine						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	9013	84124	2116	17456	5.210	0.0024	76308	9283	86648	2179	17980	5.37	0.0093
Pilastrini laterali	54685	6816	66535	1836	16069	5.030	0.0000	55943	6973	68065	1878	16439	5.15	0.00495
Pilastrini frontali	58826	5774	60276	2114	17442	4.680	0.0000	59561	5846	61030	2140	17660	4.74	0.0069
Pilastrini d'angolo	43563	6090	60226	1824	15053	4.500	0.0000	44434	6212	61430	1860	15354	4.59	0.00495

**CASO 3 - Analisi dinamica con modello a braccetti rigidi**

	Carichi verticali permanenti							Carichi verticali accidentali						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	2843	28828	879	7573	2.13	0.00426	38400	667	7505	456	1776	0.63	0.00129
Pilastrini laterali	54685	1882	17967	505	4347	1.32	0.00259	19200	334	3758	177	771	0.32	0.00065
Pilastrini frontali	58826	5326	43059	1850	12467	2.83	0.00515	19200	1345	11096	604	3148	0.83	0.00150
Pilastrini d'angolo	43563	3322	26755	996	6688	1.77	0.00321	9600	674	5558	219	1356	0.34	0.00075
	Azioni orizzontali							Cedimento impresso						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	0	6841	66446	2116	17456	4.98	0.00419	0	2120.7	17496.0	0.0	0.0	0.0195	0.00237
Pilastrini laterali	0	6838	66416	1836	16069	4.98	0.00330	0	0.0	0.1	0.0	0.0	0	0
Pilastrini frontali	0	6087	60242	2114	17442	4.33	0.00419	0	311.2	-2567.3	0.0	0.0	0.0195	0
Pilastrini d'angolo	0	6087	60217	1824	15053	4.33	0.00330	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0
	Sovrapposizione degli effetti							Con gli effetti del 2° ordine						
	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -	N daN	T12 daN	M12 daNm	T13 daN	M13 daNm	v cm	f -
Pilastrini centrali	74085	12471	120275	3451	26805	7.765	0.0121	76308	12845	123883	3555	27610	8.00	0.01293
Pilastrini laterali	54685	9055	88141	2519	21188	6.615	0.0065	55943	9263	90169	2577	21675	6.77	0.01002
Pilastrini frontali	58826	13069	111830	4568	33057	8.009	0.0108	59561	13233	113228	4625	33471	8.11	0.01415
Pilastrini d'angolo	43563	10083	92530	3039	23097	6.437	0.0073	44434	10285	94381	3100	23559	6.57	0.01085

Nel modello a braccetti rigidi gli effetti risultano amplificati per l'eccentricità geometrica tra travi principali e colonne, che fa nascere (nella modellazione assunta) delle coppie concentrate in sommità dei pilastri e che comporta un significativo aumento di sollecitazioni e deformazioni.

Dai dati ottenuti si evidenzia chiaramente come la presenza o meno dell'impalcato infinitamente rigido rappresenti una condizione che influenza significativamente la distribuzione delle sollecitazioni e l'entità degli spostamenti orizzontali (che varia per i vari pilastri in funzione della eccentricità convenzionale dei carichi sismici imposta dalla norma). Rimuovendo l'ipotesi di diaframma rigido e conducendo analisi di tipo dinamico lineare, si vede come gli spostamenti e le sollecitazioni siano globalmente inferiori al caso dell'analisi statica (che ai sensi della normativa vigente può essere svolta solo in ipotesi di impalcato infinitamente rigido).

Nel terzo caso, in cui si schematizzano dei braccetti rigidi alle estremità degli elementi principali, gli effetti risultano sensibilmente amplificati.

Si raggiungono spostamenti variabili 4-6 cm per tutti i casi (ad eccezione del primo caso in cui gli spostamenti sono dell'ordine dei 12 cm). In ogni caso le verifiche non risultano soddisfatte.

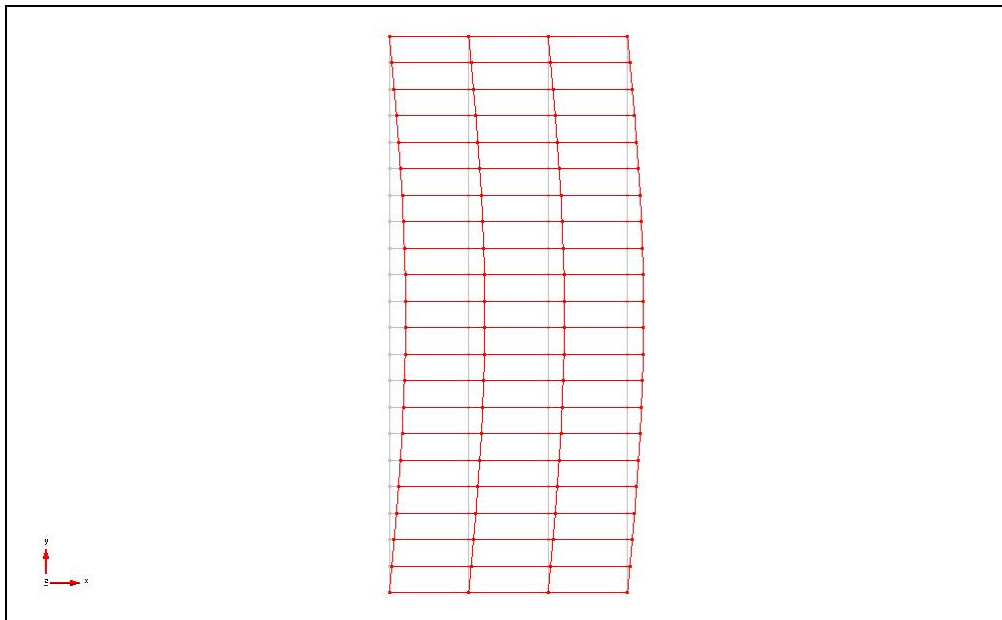
Per quanto riguarda l'incidenza degli effetti del secondo ordine sull'entità di sollecitazioni e spostamenti essi si incrementano di alcune unità percentuali in tutti i casi esaminati.

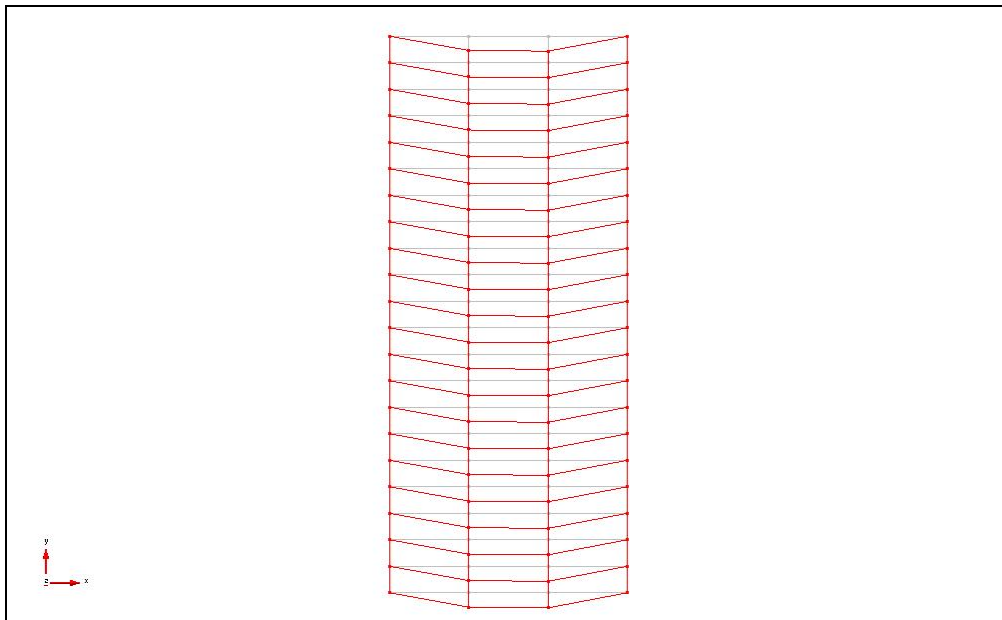
Le figure che seguono mostrano la forma dei principali modi di vibrazione ricavati dall'analisi modale relativi al caso 2, in quanto nel modello con impalcato infinitamente rigido, essendo la struttura monopiano, si ha un sistema ad un solo grado di libertà e si ritiene superfluo riportarlo.

I periodi propri di vibrazione della struttura risultano alti in tutti i modelli analizzati. Si raggiunge una massa partecipante maggiore dell'85% considerando i primi 2 modi. Nella tabella che segue si riportano i valori dei periodi principali e delle masse partecipanti in percentuale relative ai diversi modi e cumulate.



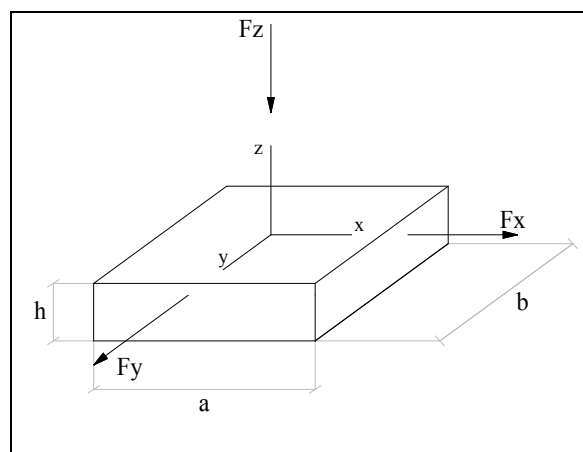
		Massa partec. parziale	Massa partec. totale
CASO 1	$T_1 = 1.2905 \text{ s}$	100%	100%
CASO 2 dir x	$T_1 = 1.3252 \text{ s}$	72.35%	72.35%
	$T_2 = 1.1808 \text{ s}$	16.87%	89.22%
CASO 2 dir y	$T_1 = 1.3838 \text{ s}$	57.42%	57.42%
	$T_2 = 1.1908 \text{ s}$	42.40%	99.82%
CASO 3 dir x	$T_1 = 1.3119 \text{ s}$	70.12%	70.12%
	$T_2 = 1.3119 \text{ s}$	15.57%	85.69%

Caso2  $T_1 - X$

**Caso2 T<sub>1</sub> - Y**

E' interessante valutare inoltre le condizioni dell'appoggio in neoprene interposto tra travi principali e pilastri; le verifiche eseguite fanno riferimento alle indicazioni fornite dal Bollettino Ufficiale del C.N.R. 10018 del 1999.

Le caratteristiche del pacchetto sono le seguenti:



Si riportano le verifiche di resistenza e di stabilità del pacchetto per i vari casi esaminati, indicando i valori di tensioni e deformazioni calcolati in base alle direttive del sopra citato bollettino C.N.R.:

$$\sigma_v = \frac{N}{ab} \quad \tau_v = 1.5 \frac{\sigma_v}{\mu} \quad \tau_h = \frac{F_{perm.} + 0.5F_{acc.}}{ab} \quad \tau_\varphi = \frac{G \cdot a^2}{2\mu h_g} \operatorname{tg} \varphi$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_v}{20 \cdot G\mu + 3\sigma_v} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_h}{G} \quad \mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v}$$

In virtù delle caratteristiche meccaniche e geometriche del pacchetto in neoprene, le normative richiedono che siano soddisfatte, per il tipo di appoggio in esame, le seguenti verifiche di resistenza:

$$\begin{array}{lll} \sigma_v < & 50 & \text{daN/cm}^2 \\ \tau_h < & 5 & \text{daN/cm}^2 \\ \tau_v + \tau_\varphi < & 30 & \text{daN/cm}^2 \end{array}$$

e le seguenti verifiche di stabilità:

$$\sigma_{v,\min} > 15 \text{ daN/cm}^2$$

$$\left( \frac{F}{N} \right)_{\max} \leq \mu$$

$$\Delta h \geq \frac{a}{6} \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

	Pilastro	$\sigma_{vmax}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{vmin}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\tau_{vmax}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\tau_{vmin}$ daN/cm <sup>2</sup>	$\tau_h$ daN/cm <sup>2</sup>	$\tau_\varphi$ daN/cm <sup>2</sup>	$\tau_v + \tau_\varphi$ daN/cm <sup>2</sup>
statica	centrale	281,21	185,21	84,36	55,56	22,67	6,46	90,82
	laterale	184,71	136,71	55,41	41,01	22,67	5,49	60,90
	frontale	195,07	147,07	58,52	44,12	23,86	6,46	64,98
	d'angolo	132,91	108,91	39,87	32,67	23,86	5,49	45,36
dinamica	centrale	281,21	185,21	84,36	55,56	9,54	5,87	90,24
	laterale	184,71	136,71	55,41	41,01	9,54	4,90	60,32
	frontale	195,07	147,07	58,52	44,12	11,11	5,87	64,39
	d'angolo	132,91	108,91	39,87	32,67	11,11	4,90	44,78

### CASO 1 – Analisi statica e dinamica

	Pilastro	$\sigma_{vmax}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{vmin}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_{vmax}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_{vmin}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_h$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_\varphi$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_v + \tau_\varphi$ kg/cm <sup>2</sup>
dinamica	centrale	281,21	185,21	84,36	55,56	8,55	7,84	92,20
	laterale	184,71	136,71	55,41	41,01	8,55	5,53	60,94
	frontale	195,07	147,07	58,52	44,12	7,61	7,84	66,36
	d'angolo	132,91	108,91	39,87	32,67	7,61	5,52	45,40
bracc. Rigidi	centrale	281,21	185,21	84,36	55,56	11,27	6,13	90,50
	laterale	184,71	136,71	55,41	41,01	8,52	4,64	60,06
	frontale	195,07	147,07	58,52	44,12	7,22	6,13	64,65
	d'angolo	132,91	108,91	39,87	32,67	7,61	4,64	44,52

### CASO 2 e 3

Si vede che in tutti i casi esaminati le verifiche risultano quasi sempre non soddisfatte; per tutti i pilastri centrali si superano abbondantemente i limiti di normativa per tensioni verticali (solo per i pilastri d'angolo non si superano tali limiti); non sono soddisfatte anche le verifiche per azioni tangenziali e varie verifiche di stabilità.

Tuttavia è bene ricordare, come detto in precedenza, che proprio tale verifica non è a rigore applicabile (almeno secondo normativa) per gli appoggi puramente elastomerici.

---

L'analisi fin qui condotta si fonda sull'ipotesi di collegamenti trave-pilastro schematizzabili come cerniera perfetta. In realtà gli elementi orizzontali sono semplicemente appoggiati sulla testa delle colonne, e la normativa attuale specifica espressamente che in zona sismica i collegamenti tra elementi assemblati non deve essere affidato al solo attrito tra le superfici a diretto contatto.

E' evidente infatti che nel caso di appoggio semplice (carrello per effetto dell'attrito) la vulnerabilità sismica dell'edificio prefabbricato sarebbe elevata, ed il collasso potrebbe avvenire per perdita dell'appoggio delle travi di copertura. Pertanto, nel presente lavoro, si è voluto superare tale condizione (per altro banale da un punto di vista di "caso di studio") e si è fatta l'ipotesi che il collegamento trave-colonna non sia solo attritivo, al fine di estendere le considerazioni qui espresse al caso di collegamento spinottato, molto frequente per tale tipologia di edificio e dunque significativo per lo studio proposto.

Le analisi lineari svolte testimoniano dunque l'incapacità della struttura a resistere alle azioni sismiche ad essa afferenti in base alle attuali disposizioni normative. Le verifiche di resistenza non sono soddisfatte, e la struttura subisce spostamenti marcati.

Le analisi dinamiche condotte testimoniano inoltre una elevata deformabilità per la struttura, che da un punto di vista di sollecitazioni comporta che le ordinate dello spettro di progetto sono da individuare sul ramo discendente dello stesso spettro.

Per quanto concerne il dispositivo di appoggio (pacchetto in neoprene) in questa sede sono state svolte solo delle verifiche sommarie, che comunque hanno determinato condizioni di sollecitazione elevate (ben oltre i limiti dettati dalle norme).

Tuttavia, per meglio cogliere la effettiva capacità sismica dell'edificio si è voluto procedere ad una verifica in ambito non lineare, descritta nel paragrafo successivo, con la quale si ritiene possibile definire in maniera più accurata l'effettivo comportamento strutturale del manufatto esaminato.

### **5.3.3.6 Analisi non lineari**

#### **Generalità**

Per analizzare la risposta sismica di una struttura reale è necessario innanzitutto costruire un modello matematico in grado di cogliere adeguatamente le caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura in esame includendo sia gli effetti delle non linearità del materiale sia gli effetti del secondo ordine qualora essi assumano un valore non trascurabile. Il problema della modellazione strutturale è fondamentale per una corretta analisi strutturale ma esula dalle finalità di questo lavoro.

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo.

L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace (assumendo ovviamente che il modello strutturale riproduca con accuratezza il sistema reale): la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questa presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza sensibilmente i risultati dell'analisi stessa;
- sono necessarie numerose analisi impiegando differenti accelerogrammi opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa;

- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- l'interpretazione dei risultati è complessa ed onerosa.

I codici sismici consentono infatti di utilizzare analisi elastiche lineari (statiche e dinamiche) che conseguentemente, pur con i relativi limiti, risultano ancora procedure largamente diffuse.

Un'alternativa attraente, recentemente introdotta anche in normativa, è l'uso di procedure di analisi statiche non lineari che, pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. In effetti, è sempre più frequente il loro impiego nella progettazione strutturale ma soprattutto nella verifica di strutture esistenti.

Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

1. la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di *pushover*;
2. la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene

ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza.

I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura (punto prestazionale) soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione.

In letteratura sono presenti vari approcci all'analisi statica non lineare ma i caratteri essenziali sono sempre quelli in Tabella 5.3.3.6.1.

DOMANDA	Definizione di uno spettro di risposta compatibile
	con l'azione sismica attesa nel sito
CAPACITA'	definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità
	esecuzione di una analisi di pushover
RISPOSTA	definizione di un sistema SDOF equivalente
	definizione di un criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura
	determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente
	conversione della risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF
VERIFICA	definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità
	verifica della accettabilità della risposta globale e locale

*Tab. 5.3.3.6.1 – Aspetti significativi dell'analisi statica non lineare*

### **L'analisi pushover**

L'analisi di *pushover* o analisi di spinta (letteralmente pushover significa “spingere oltre”) è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

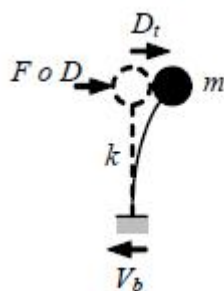


In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Nel caso di sistemi SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale  $k$  e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento.

La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale  $D_t$  in fig. 1).



**Fig. 1 - Schematizzazione di un sistema ad un grado di libertà-SDOF**

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci ossia oscillatori semplici in cui la totalità della massa (impalcato, pulvino

e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidezza del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa).

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento  $D$  o una forza  $F$  la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha \cdot d$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di  $d$  o  $f$ , il fattore moltiplicativo  $\alpha$  o  $\beta$  viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame.

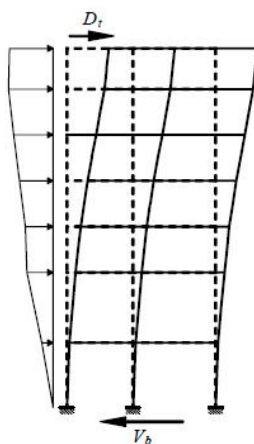
Ad ogni valore di  $\alpha$  o  $\beta$  corrisponde quindi un valore di  $D$  o  $F$  che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento con quello della massa  $D_t$ :

- nel caso di analisi a forze imposte ( $F$  è la forza applicata ad  $m$ ):  $V_b=F$  e  $D_t=D$  essendo  $D$  lo spostamento di  $m$  prodotto da  $F$ ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti ( $D$  è lo spostamento applicato ad  $m$ ):  $D_t=D$  e  $V_b=F$  essendo  $F$  la reazione vincolare risultante.

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Fig. 2) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità. Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.



**Fig. 2 – Profilo di carico**

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti  $\mathbf{D}=(D_1 \ D_2 \ \dots \ D_j \ \dots D_n)^T$  o

di forze  $\mathbf{F}=(F_1 \ F_2 \ \dots \ F_j \ \dots \ F_n)^T$  a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma  $\mathbf{d}$  o  $\mathbf{f}$  moltiplicato per un fattore di scala  $\alpha$  o  $\beta$ :

$$\mathbf{D} = \alpha \cdot \mathbf{d}$$

$$\mathbf{F} = \beta \cdot \mathbf{f}$$

dove  $\mathbf{d}=(d_1 \ d_2 \ \dots \ d_i \ \dots \ d_n)^T$  e  $D_i=\alpha d_i$  è lo spostamento del piano  $i$ -esimo oppure  $\mathbf{f}=(f_1 \ f_2 \ \dots \ f_i \ \dots \ f_n)^T$  e  $F_i=\beta f_i$  è la forza di piano  $i$ -esima.

Per descrivere il comportamento del sistema attraverso una legame scalare forza-spostamento  $P$ - $U$  (detto curva di capacità) si scelgono comunemente il taglio alla base ed lo spostamento  $D_j$  del piano  $j$ -esimo come ad esempio quello in sommità  $D_t$ :

$$U = D_j \qquad P = \mathbf{1}^T \cdot \mathbf{F}$$

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale

comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidezze molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura “libera” di deformarsi a fronte dell’evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

Comunque, l’approccio basato sulle forze è quello che ha attirato maggiormente l’interesse tra ricercatori ed ingegneri professionisti anche perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo.

### Curva di capacità

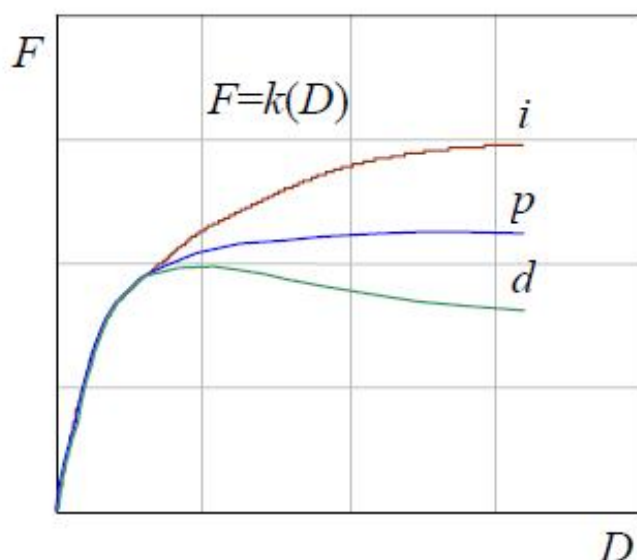
Il risultato più immediato di un’analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base ( $V_b$ ) e spostamento in sommità ( $D_t$ ) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l’andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza  $k$  o dalla deformabilità  $k^{-1}$  del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$\begin{aligned} F &= k(D) & \text{oppure} & & V_b &= k(D_t) \\ D &= k^{-1}(F) & \text{oppure} & & D_t &= k^{-1}(V_b) \end{aligned}$$

In Fig. 3 sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale

comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*).



**Fig. 3 – Curva di capacità di un sistema reale**

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

### Linearizzazione della curva di capacità

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato a titolo di esempio in Fig. 4

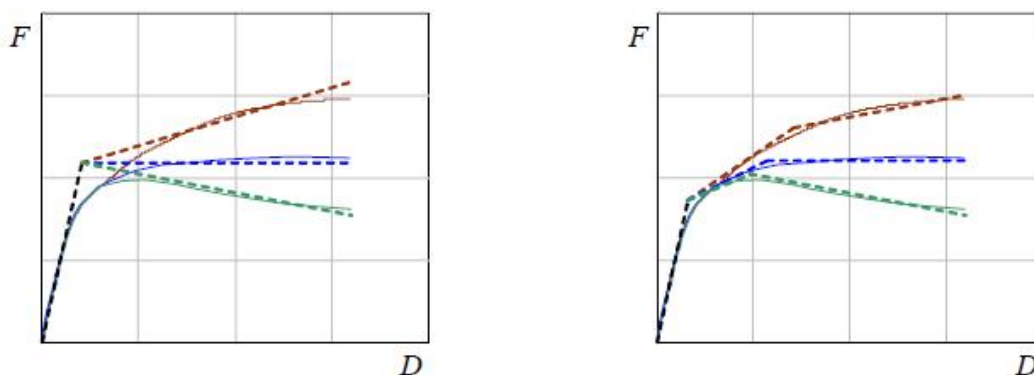


Fig. 4 – Linearizzazioni bilineari(a) e trilineari della curva di capacità

Si osservi che le linearizzazioni mostrate in fig. 4 presentano lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento. Questo è solo un modo scelto per presentare alcune possibili linearizzazioni e non una condizione necessariamente da rispettare. Infatti non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità. Per esempio, come verrà mostrato nel seguito, metodi differenti di analisi statica non lineare impiegano differenti criteri. In linea di principio l'approssimazione è tanto più accurata quanto più il tratto lineare “segue

da vicino” il reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che rappresenta la risposta attesa.

A titolo esemplificativo in Fig. 5 sono mostrate alcune differenti linearizzazioni della stessa curva di capacità.

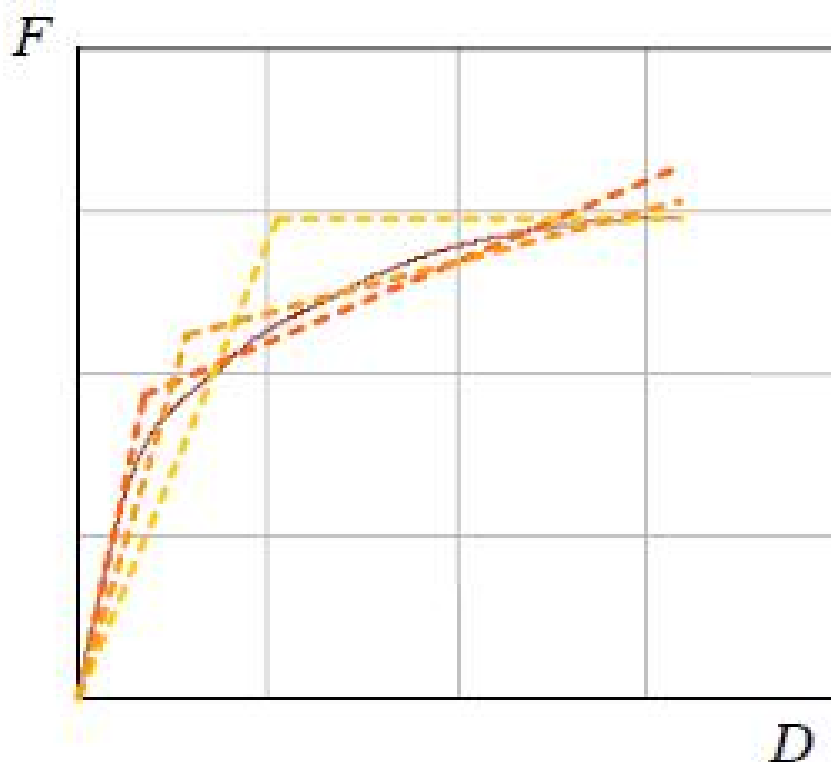


Fig. 5 – *Linearizzazioni differenti della curva di capacità reale*

Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*). Le curve diagrammate in Fig. 6 rappresentano i relativi legami forza-spostamento ossia le rispettive curve di capacità.



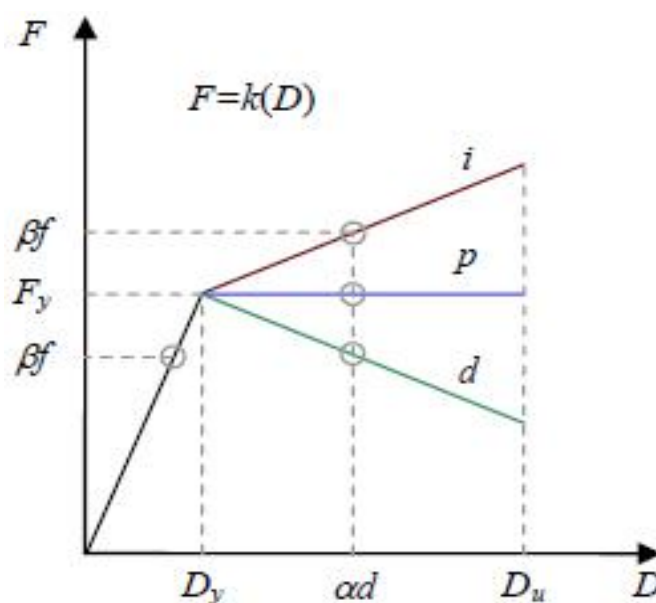


Fig. 6 – Sistema ad un grado di libertà: comportamento elasto plastico incrudente ( $i$ ), degradante ( $d$ ) e perfetto ( $p$ ).

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura: in particolare la resistenza di snervamento  $F_y$ , la rigidezza elastica efficace  $k_e$  e la rigidezza post-elastica  $k_p = p k_e$  (il rapporto di incrudimento  $p$  risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto).

Come accennato, sono disponibili numerosi criteri per definire linearizzare la curva di capacità. Nel *CSM* (descritto dettagliatamente nel seguito) la rappresentazione bilineare è relativa ad un punto di presunto funzionamento  $PP$  del sistema e si fonda su un criterio di equivalenza energetica (principio di uguale energia): il primo tratto della bilineare è una linea passante per l'origine con pendenza definita dalla rigidezza iniziale del sistema ed il secondo è una linea passante per  $PP$  e pendenza tale che l'area sottesa dalla bilineare sia equivalente a quella sottesa dalla curva di capacità ( $A_1 = A_2$  in Fig. 7).

La curva di capacità bilineare, per un certo spostamento  $D$ , risulta completamente definita da tre parametri:

- la rigidezza elastica iniziale  $k_e$  che risulta proporzionale alla tangente all'origine alla curva di capacità;
- la forza di snervamento  $F_y$ ;
- il fattore d'incrudimento  $p$  pari al rapporto tra la rigidezza post-elastica e quella elastica;

mediante la seguente relazione:

$$F = \begin{cases} k_e D & D \leq D_y \\ F_y + p k_e (D - D_y) = F_y (1 + p\mu - p) & D > D_y \end{cases}$$

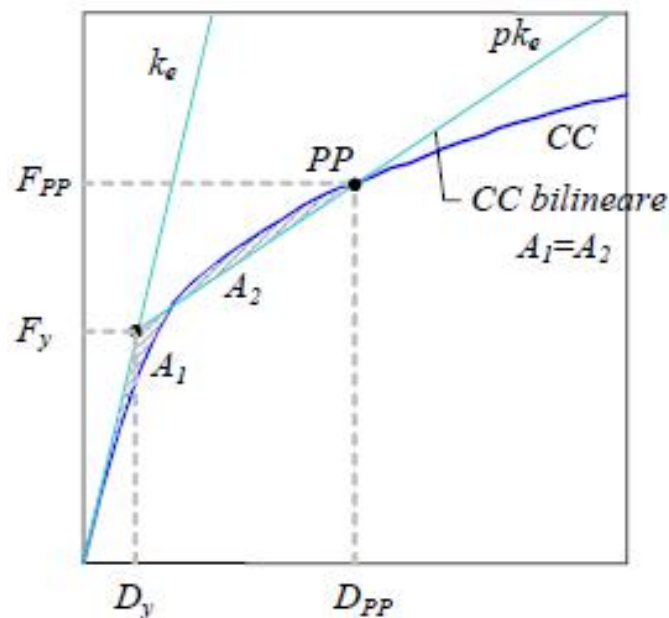


Fig. 7 – Rappresentazione bilineare della curva di capacità

### **Profili di carico fisso**

I profili di carico intendono rappresentare e delimitare la distribuzione di forze inerziali, indotte da un terremoto, che varia con la severità del sisma (estensione delle deformazioni plastiche) e con il tempo durante il sisma stesso.

Quindi, il grado di accuratezza dell'analisi è sensibile al profilo di carico applicato. Si possono distinguere essenzialmente due tipi di profili di carico: quelli fissi o invarianti e quelli adattivi.

Quando una struttura plasticizza, l'impiego di profili di carico invarianti conduce a valutazioni della risposta della struttura ancor più approssimate sebbene tale approssimazione sia ancora buona per strutture basse o medioalte in cui gli effetti dei modi alti sono probabilmente minimi e la plasticizzazione ben distribuita in altezza [Saiidi and Sozen 1981, Miranda 1991, Lawson et al. 1994, Fajfar and Gašperšic 1996, Maison and Bonowitz 1999, Gupta and Krawinkler 1999, Gupta and Krawinkler 2000, Skokan and Hart 2000, Krawinkler and Seneviratna 1998].

Comunque nessun profilo di carico fisso è in grado di tenere conto della ridistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e di seguire le variazioni delle proprietà vibrazionali della struttura. Per superare tali limiti, numerosi ricercatori hanno proposto distribuzioni di carico adattive che cercano di seguire meglio le distribuzioni di forze inerziali che variano nel tempo [Fajfar and Gašperšic 1996, Bracci et al. 1997, Gupta and Kunnath 2000].

Dato che in strutture alte ed irregolari, la deformata della struttura e la distribuzione di forze inerziali possono discostarsi dalla forma del primo modo, sono stati fatti tentativi per considerare nell'analisi di spinta anche i modi di vibrare superiori [Gupta and Kunnath 2000, Paret et al. 1996, Sasaki et al. 1998, Kunnath and Gupta 2000, Matsumori et al. 1999].

Molti ricercatori hanno discusso le ipotesi base e le limitazioni delle analisi di spinta tra cui Albanesi (2001), Albanesi et al. (2001, 2002, 2004), Elnashai (2001), Fajfar e Gašperšic (1996), Gupta e Krawinkler (1999), Maison e Bonowitz (1999), Reinhorn (1997), Skokan e Hart (2000).

L'uso di un profilo di carico fisso o invariante nel tempo implica l'assunzione che la distribuzione di forze inerziali rimanga sostanzialmente costante durante l'evento sismico e che le deformazioni massime ottenute con tale profilo siano confrontabili con quelle attese durante il terremoto. Queste ipotesi sono ragionevoli se la risposta strutturale non è significativamente influenzata dagli effetti dei modi superiori e se la struttura ha un unico meccanismo di snervamento. In questi casi, l'uso di profili di carico costanti conduce a stime adeguate delle richieste di deformazione.

Il generico profilo di carico fisso può descriversi come segue:

$$\mathbf{F} = \mathbf{\Psi} \cdot \lambda(t)$$

dove  $\mathbf{\Psi}$  è un vettore di forma costante che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali e  $\lambda$  è un fattore moltiplicativo che definisce l'ampiezza delle forze applicate in funzione del passo  $t$  dell'analisi.

Nel seguito si presentano alcune delle numerose proposte presenti in letteratura per la definizione dei profili di carico fissi e quindi per la definizione del vettore di forma  $\mathbf{\Psi}$ .

L'impiego di profili di carico fissi determina comunque risultati approssimati e, in particolare per strutture con periodi lunghi e con meccanismi di snervamento localizzati, può addirittura portare a previsioni fuorvianti. Per tale motivo si raccomanda (Krawinkler, 1998; FEMA-273, 1997, FEMA-356, 2000) l'uso di almeno due profili di carico che ci si aspetta possano inviluppare la distribuzione

di forze inerziali. Quindi, si applicano dapprima i carichi verticali e poi almeno due profili di carico laterale.

Uno dovrebbe essere un *profilo di carico uniforme*, ossia con forze di piano proporzionali alle masse di piano, che esalta le richieste nei piani più bassi rispetto a quelle nei piani più alti ed accresce l'importanza delle forze di taglio di piano rispetto ai momenti ribaltanti:

$$\Psi = \text{diag}(\mathbf{M}) \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i$$

Questa distribuzione di forze è ovviamente uniforme solo se tutte le masse di piano sono uguali. L'altro dovrebbe essere un profilo di carico uni-modale o multi-modale (che considera gli effetti dei modi superiori). Ad esempio:

$$\Psi = \mathbf{M} \cdot \Phi_1 \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i \cdot \phi_{1i}$$

dove  $\mathbf{M}$ =matrice diagonale delle masse sismiche di piano ( $m_i$ =massa sismica del piano  $i$ -esimo,  $\Phi_1$  = prima forma modale ( $\phi_{1i}$  = componente di  $\Phi_1$  al piano  $i$ -esimo)).

Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico.

Per edifici alti, l'influenza dei modi di vibrare superiori può non essere più trascurabile ed il modo di vibrare fondamentale cade approssimativamente tra una linea retta ed una parabola con vertice alla base; perciò, per strutture con periodo lungo, si deve adottare un profilo di carico laterale non lineare.

### **Valutazione del punto prestazionale**

Al fine di verificare la capacità di una struttura di sopportare un terremoto mediante un confronto tra la sua capacità deformativa e gli spostamenti richiesti dal sisma, senza però incorrere nelle difficoltà operative connesse all'uso dell'analisi dinamica non lineare, sono state proposte in letteratura varie metodologie “displacement based”: ad esempio il *metodo dello spettro di capacità* oppure il *metodo N2*. Tali metodi, nonostante le differenze concettuali che li distinguono, si articolano entrambi in due fasi fondamentali. La prima consiste nella determinazione della curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò viene fatto attraverso un'*analisi statica incrementale* durante la quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura viene incrementata monotonicamente fino al raggiungimento del collasso. I risultati che si ottengono non differiscono di molto da quelli che si ottengono da un'analisi dinamica incrementale. La seconda fase consiste nell'individuare sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica del telaio conseguente al PGA assegnato. Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom system) equivalente alla struttura reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree Of Freedom system). Tale sistema è elastico e caratterizzato da uno smorzamento fittizio, superiore a quello effettivo della struttura per tener conto dell'energia dissipata per isteresi, se si usa il metodo dello spettro di capacità; si tratta invece di un sistema inelastico quando si impiega il metodo N2.

Spinti dall'esigenza di valutare esplicitamente le deformazioni plastiche subite dagli elementi strutturali durante il sisma senza dover eseguire complesse ed onerose analisi dinamiche non lineari sono stati formulati i cosiddetti “metodi

statici non lineari” per l’analisi sismica delle strutture. Nel presente lavoro viene effettuata una analisi dei principali metodi proposti in letteratura e recepiti dalle norme sismiche, evidenziandone i pregi ma anche i limiti

Tra i metodi statici non lineari presenti in letteratura, il “metodo dello spettro di capacità” (Freeman, 1998) e il “metodo N2” (Fajfar & Gaspersic, 1996; Fajfar, 1999) hanno conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che il loro uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche (ad esempio Eurocodice 8, 2003; FEMA 356, 2000; FEMA 368, 2001; O.P.C.M. 3431, 2005).

## **Il metodo CSM**

Il *CSM*, originariamente proposto da Freeman (Freeman 1978) e divenuto il nucleo della procedura basata sulla prestazione per la verifica e l’adeguamento di edifici in c.a. descritta nell’*ATC-40* (ATC 1996), è una procedura che fornisce una conveniente rappresentazione grafica della prestazione sismica di una struttura soggetta ad un dato terremoto che viene individuata come intersezione, nel formato spettrale (*ADRS*), della curva di capacità della struttura con uno spettro di risposta appropriatamente ridotto rappresentativo della richiesta in spostamento indotta dal terremoto sulla struttura stessa. Tale intersezione è il punto di funzionamento (*PP*) le cui coordinate definiscono l’accelerazione e lo spostamento massimi attesi nella struttura in esame.

In generale, l’individuazione del *PP* richiede una procedura iterativa, variando rigidità e smorzamento efficace della struttura lineare equivalente, che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura e la richiesta imposta a questa da un dato terremoto sono tra loro correlati.

La procedura si articola sinteticamente nei seguenti passi (Fig. 8):

1. trasformare lo spettro di risposta elastico e la curva di capacità nel formato spettrale e sovrapporli sullo stesso diagramma;
2. costruire l'approssimazione bilineare dello spettro di capacità (CS) corrispondente ad uno spostamento di tentativo del PP,  $d_{Ci}$  e valutare lo smorzamento viscoso equivalente  $v_{eq}$ ;
3. individuare lo spostamento,  $d_{Cj}$ , del punto di intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda ridotto corrispondente a  $v_{eq}$ ;
4. controllare la convergenza: se lo spostamento  $d_{Cj}$  coincide con  $d_{Ci}$  a meno di una tolleranza prefissata lo spostamento del PP,  $d_P=d_{Cj}$  altrimenti porre  $d_{Ci}=d_{Cj}$  e ripetere dal passo 2.

A convergenza raggiunta il  $PP=(d_P; a_P)$  deve essere convertito dal formato spettrale a quello corrente e confrontato con i valori limite relativi all'obiettivo di prestazione considerato per verificare la sicurezza e lo stato di danno della struttura.

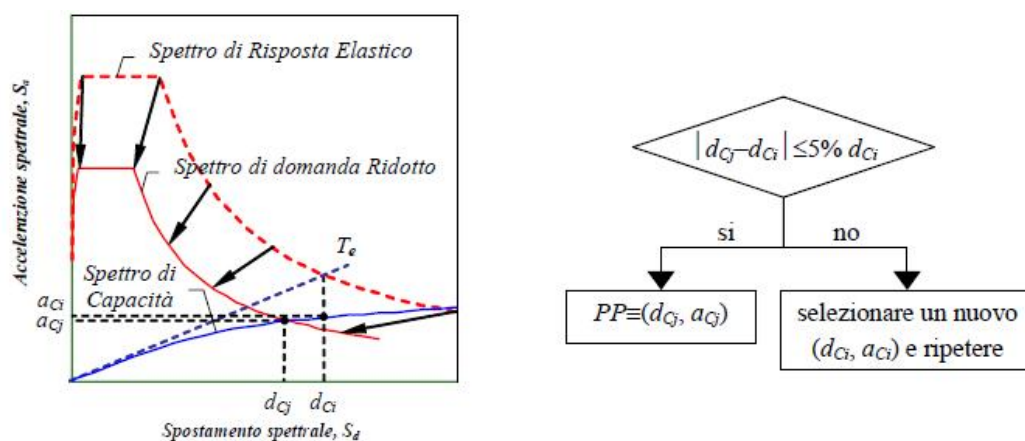


Fig. 8 – Determinazione del nuovo spostamento richiesto,  $d_{Cj}$  e controllo di convergenza



## Il metodo CSM semplificato

Il *CSM* è concettualmente semplice ma iterativo e quindi lento e non sempre convergente (Chopra & Goel 1999). In (Albanesi, Nuti & Vanzi 2000) gli autori hanno proposto un *CSM* modificato che, attraverso l'introduzione dello spettro di domanda a smorzamento variabile consente di determinare direttamente il *PP* (pur garantendo gli stessi risultati del metodo originario) usando semplici diagrammi affini ai tradizionali spettri di risposta e curve di variazione del periodo equivalente in funzione del rapporto  $\alpha_y$  tra l'accelerazione di snervamento,  $a_y$ , e quella elastica,  $a_e$ . Diagrammando nello spazio spettrale i *PP* ottenuti per differenti valori del rapporto  $\alpha_y = a_y/a_e$  essendo  $a_e = S_a(T_e, 5\%, a_g)$  l'accelerazione spettrale elastica ed unendo i punti corrispondenti ad uguali valori di  $\alpha_y$  (curve iso- $\alpha$ ) si ricavano utili diagrammi che definiscono la risposta massima non lineare di sistemi bilineari equivalenti aventi stessa soglia di snervamento ma diverso periodo elastico e quindi rappresentano degli spettri di risposta non lineari, nel seguito indicati come *Spettri di Risposta a Smorzamento Variabile* (*Variable Damping Response Spectrum=VDRS*).

La procedura si articola nei seguenti passi:

1. determinare i parametri  $T_e$ ,  $a_y$  e  $p$  caratteristici della struttura bilineare equivalente approssimando il *CS* o facendo una stima ingegneristica di questi parametri;
2. calcolare  $\alpha_y = a_y/a_e$  essendo  $a_e = a_D(T_e, 5\%, a_g)$ ;
3. individuare sul diagramma appropriato di Fig. 9 il  $T_{eq}$  corrispondente alla coppia  $(T_e, \alpha_y)$ ;
4. individuare sul diagramma appropriato di Fig. 10, il *PP* ( $d_{PP}$ ,  $a_{PP}$ ) corrispondente alla coppia  $(T_{eq}, \alpha_y)$ ;

5. moltiplicare  $d_{pp}$  ed  $a_{pp}$  per  $a_g$  per determinare lo spostamento e l'accelerazione massimi del sistema bilineare equivalente;
6. convertire  $d_{pp}$  e  $a_{pp}$  rispettivamente nello spostamento in sommità,  $D_t$ , e nel taglio alla base,  $V_b$ , della struttura reale in esame.
7. confrontare le richieste (deformazioni globali e locali) con i valori limite relativi agli obiettivi prestazionali selezionati.

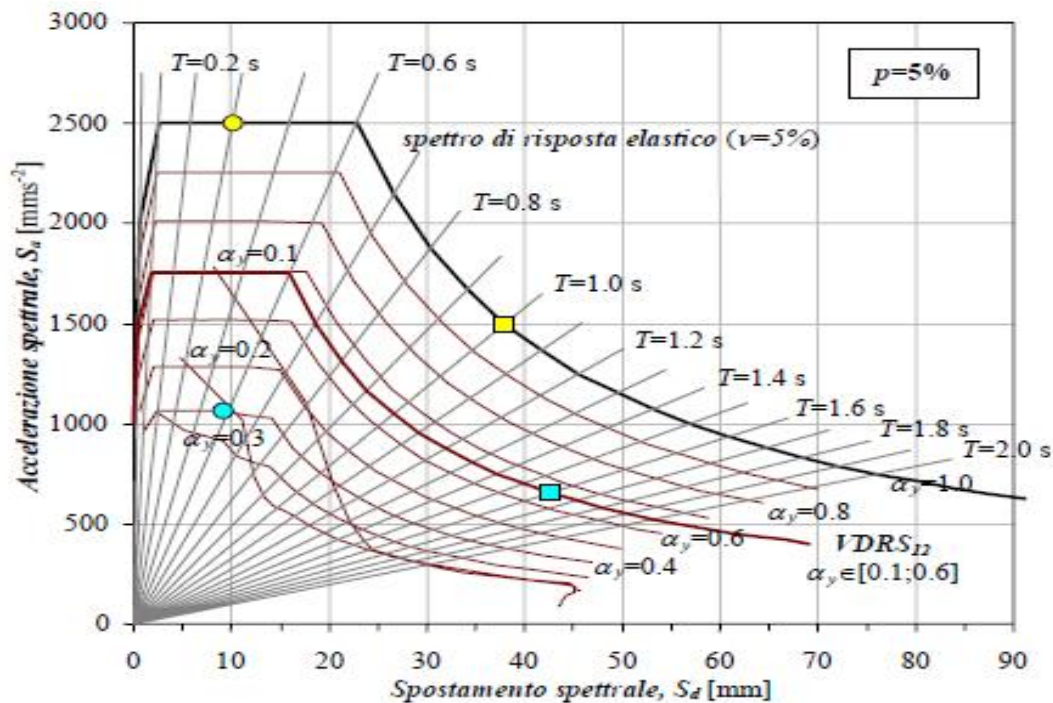


Fig. 9 – Spettri di risposta a smorzamento variabile (VDRS) per sistemi con spettro di capacità bilineare, periodo elastico  $T_e$ , coefficiente di snervamento  $\alpha_y=a_y/a_e$  e rapporto di incrudimento  $p=5\%$ .

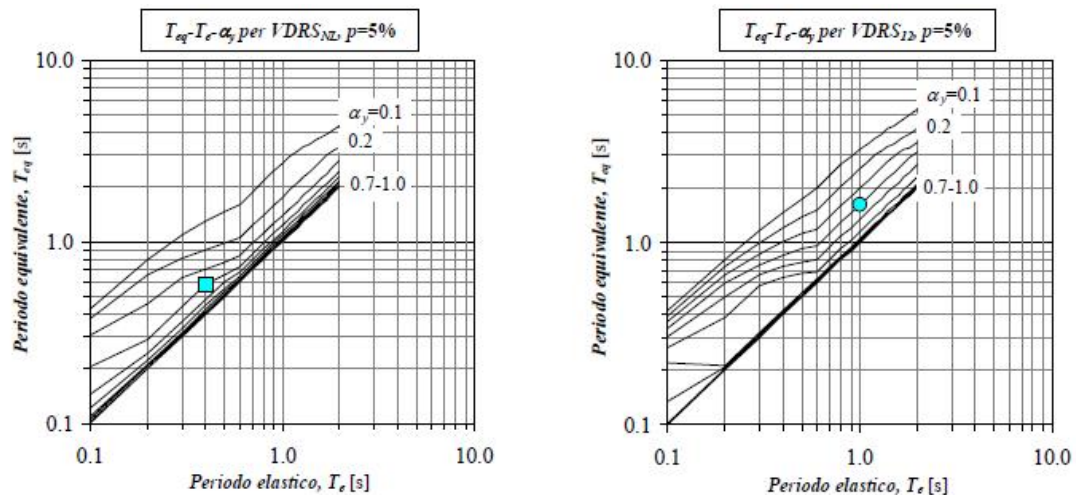


Fig. 10. – Curve per la stima del periodo elastico equivalente di sistemi con spettro di capacità bilineare, periodo elastico  $T_e$ , coefficiente di snervamento  $\alpha_y = a_y/a_e$  e rapporto di incrudimento  $p=5\%$ , da associare al  $VDRS_{NL}$  (a)  $VDRS_{I2}$  (b).

## Il metodo N2

Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica, infatti, che il metodo è non lineare (N) ed utilizza “2” modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF). Le operazioni che si eseguono nell’applicazione del metodo N2 possono essere articolate nei passi di seguito descritti.

- a) Determinazione della curva di capacità del sistema SDOF equivalente;
- a1) Determinazione della curva di prestazione del sistema MDOF.

La “curva di prestazione” rappresenta la relazione tra taglio alla base  $V_b$  e spostamento all’ultimo piano  $D$ , determinata eseguendo un’analisi statica incrementale. La distribuzione di forze  $F_i$  utilizzata nell’analisi è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti  $\Phi$  per le masse di piano  $m_i$ :

$$F_i = m_i \cdot \Phi_i$$

Quando la risposta sismica dell'edificio è ben approssimata dal primo modo di vibrazione, il vettore  $\Phi$  potrà coincidere con la deformata di tale modo. Si consiglia però di ripetere la procedura utilizzando almeno due distinti profili di spostamento.

a2) Bilinearizzazione della curva di prestazione della struttura.

La curva di prestazione viene trasformata in un legame elastico-perfettamente plastico, caratterizzato da una resistenza  $V_{b,y}$  ed uno spostamento di snervamento  $D_y$  attraverso relazioni di equivalenza.

a3) Passaggio da curva di prestazione del sistema MDOF alla curva di capacità del sistema SDOF equivalente.

Assumendo che si deformi secondo la forma  $\Phi$ , l'edificio si assimila ad un oscillatore semplice con massa  $m^*$  pari a:

$$m^* = \frac{\sum_1^n m_i \cdot \Phi_i}{\Phi_n}$$

e con rigidezza pari al rapporto tra taglio alla base e spostamento all'ultimo piano. Con riferimento al legame bilineare innanzi trovato, la rigidezza del tratto elastico  $K_s$  è pari al rapporto  $V_{b,y}/D_y$ . Il periodo  $T^*$  corrispondente è dunque:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y}{V_{b,y}}}$$

Si ricorda inoltre che il taglio alla base dovuto alle forze modali corrispondenti alla forma  $\Phi$  vale:

$$V_b = m^* \cdot \Phi_n \cdot \Gamma \cdot S_{ae}(T)$$

ed il conseguente spostamento all'ultimo piano vale:

$$D = \Phi_n \cdot \Gamma \cdot S_{de}(T)$$

dove  $S_{ae}$  è la pseudo-accelerazione spettrale,  $S_{de}$  è lo spostamento spettrale,  $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale:

$$\Gamma = \frac{\sum_1^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_1^n m_i \Phi_i^2}$$

Si trasforma quindi la curva di prestazione del sistema MDOF nella “curva di capacità” del sistema SDOF equivalente, che mette in relazione forze  $F^*$  e spostamenti  $D^*$ :

$$F^* = \frac{V_b}{\Phi_n \cdot \Gamma}$$

$$D^* = \frac{D}{\Phi_n \cdot \Gamma}$$

b) Determinazione della domanda di spostamento del sistema SDOF

La determinazione della risposta sismica del sistema SDOF è estremamente agevole quando il suo periodo è superiore a  $T_c$  (periodo di passaggio tra il campo a pseudo accelerazione costante e quello a pseudo-velocità costante). In tal caso, infatti, si assume che lo spostamento del sistema sia pari a quello del sistema elastico di eguale periodo; pertanto  $D^*$  potrà essere desunto direttamente dallo spettro di risposta elastico. Nei casi in cui il periodo  $T^*$  risulta inferiore a  $T_c$ , invece, lo spostamento  $D^*$  è maggiore dello spostamento spettrale elastico  $S_{de}$  e può essere determinato amplificando quest'ultimo in funzione del fattore di riduzione delle forze sismiche  $R_\mu$  (rapporto tra la forza che il sistema SDOF subirebbe se rimanesse elastico e quella di plasticizzazione). In virtù di quanto detto, poiché i codici forniscono lo spettro in termini di pseudo-accelerazione spettrale, calcolato il valore di  $S_{ae}$ , si determina  $D^*$  con le seguenti relazioni:

$$D^* = S_{de} = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad \text{se } T > T_c$$

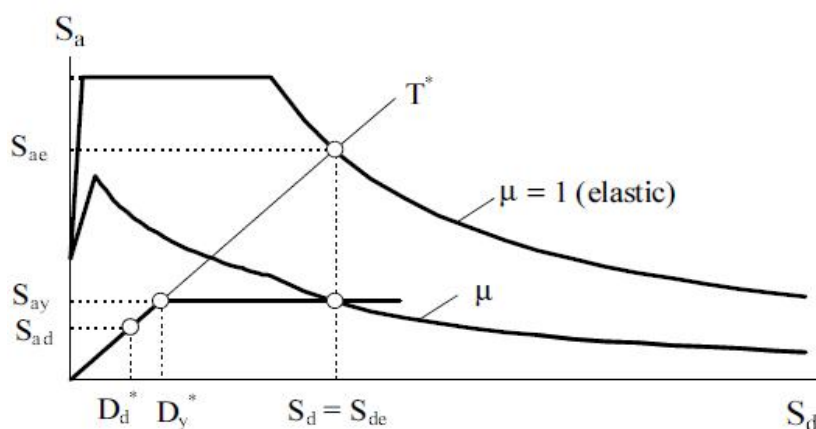
$$D^* = S_{de} \frac{1}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{se } T < T_c$$

c) Determinazione della risposta sismica del sistema MDOF

Nell'ultimo passo del procedimento, si determina lo spostamento massimo  $D$  registrato all'ultimo piano del sistema MDOF:

$$D = \Gamma D^*$$

La risposta sismica completa, in termini di sollecitazioni, spostamenti, deformazioni plastiche, ecc., è determinata come risultato fornito dall'analisi statica incrementale in corrispondenza di uno spostamento all'ultimo piano dell'edificio pari a  $D$ , o più precisamente come massimo registrato durante tutto il procedimento di carico, da 0 a  $D$ .



**Fig. 11 – ADRS spectrum**

I metodi statici non lineari oggi consentiti dalle normative per la valutazione della risposta sismica delle strutture si basano sostanzialmente sul metodo N2. Le differenze che si riscontrano tra questi sono essenzialmente dovute al diverso modo con cui il legislatore ha voluto rendere più agevole il loro impiego. Il metodo statico non lineare proposto dall'O.P.C.M. 3431 e successivamente dalla NTC 2008 segue abbastanza fedelmente la formulazione originaria del metodo N2 proposta da Fajfar (1999). In particolare l'ordinanza recepisce il procedimento descritto nel paragrafo precedente e stabilisce le condizioni di equivalenza per trasformare la curva di prestazione della struttura in un legame elastico – perfettamente plastico: il taglio di plasticizzazione  $V_{b,y}$  della bilatera è posto uguale al massimo valore del taglio alla base riscontrato durante l'analisi

incrementale; lo spostamento al limite elastico si ottiene imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese rispettivamente dalla curva di prestazione e dal bilatera. Si noti che tali prescrizioni non sono cogenti in quanto è consentito l'uso di criteri alternativi la cui affidabilità è comprovata da studi presenti in letteratura.

### **L'analisi statica non lineare secondo il DM 14-01-2008**

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovreresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.



Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

**Gruppo 1** - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_C$ .

**Gruppo 2** - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\tau}}{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}}$$

Il vettore  $\boldsymbol{\tau}$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\boldsymbol{\varphi}$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $\mathbf{M}$  è la matrice di massa del sistema reale.

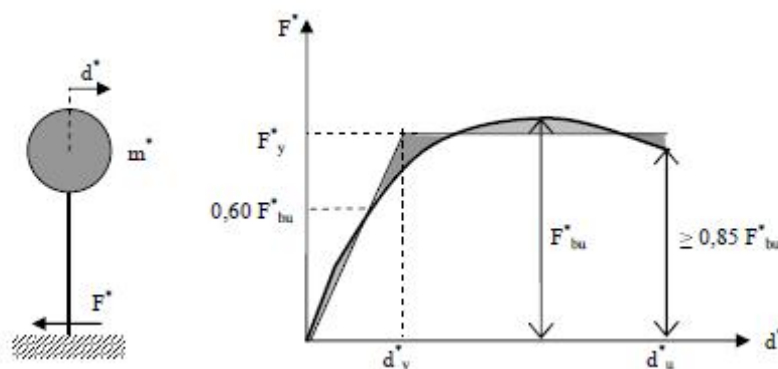


Fig. 12- bilinearizzazione sistema SDOF

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. 12). Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di

resistenza  $\leq 0,15 F_{bu}^*$ . Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

dove  $m^* = \Phi^T \mathbf{M} \tau$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione  $T^*$  risulti  $T^* \geq T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo.

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{de}(T^*) = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \cdot S_{ae}(T^*)$$

Nel caso in cui  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} \frac{1}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

dove:

$$q^* = \frac{S_{ae}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Se risulta  $q^* \leq 1$  allora si ha  $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$ .

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{\max}^*$  per lo stato limite in esame si verifica che sia  $d_{\max}^* < d_u^*$  e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi-fragili.

### Le caratteristiche meccaniche della struttura.

Per la caratterizzazione dei materiali, si riportano i dati indicati al paragrafo 5.3.2 nella tabella che segue, con specifico riferimento alle colonne che costituiscono gli elementi sismoresistenti da considerare nelle analisi.

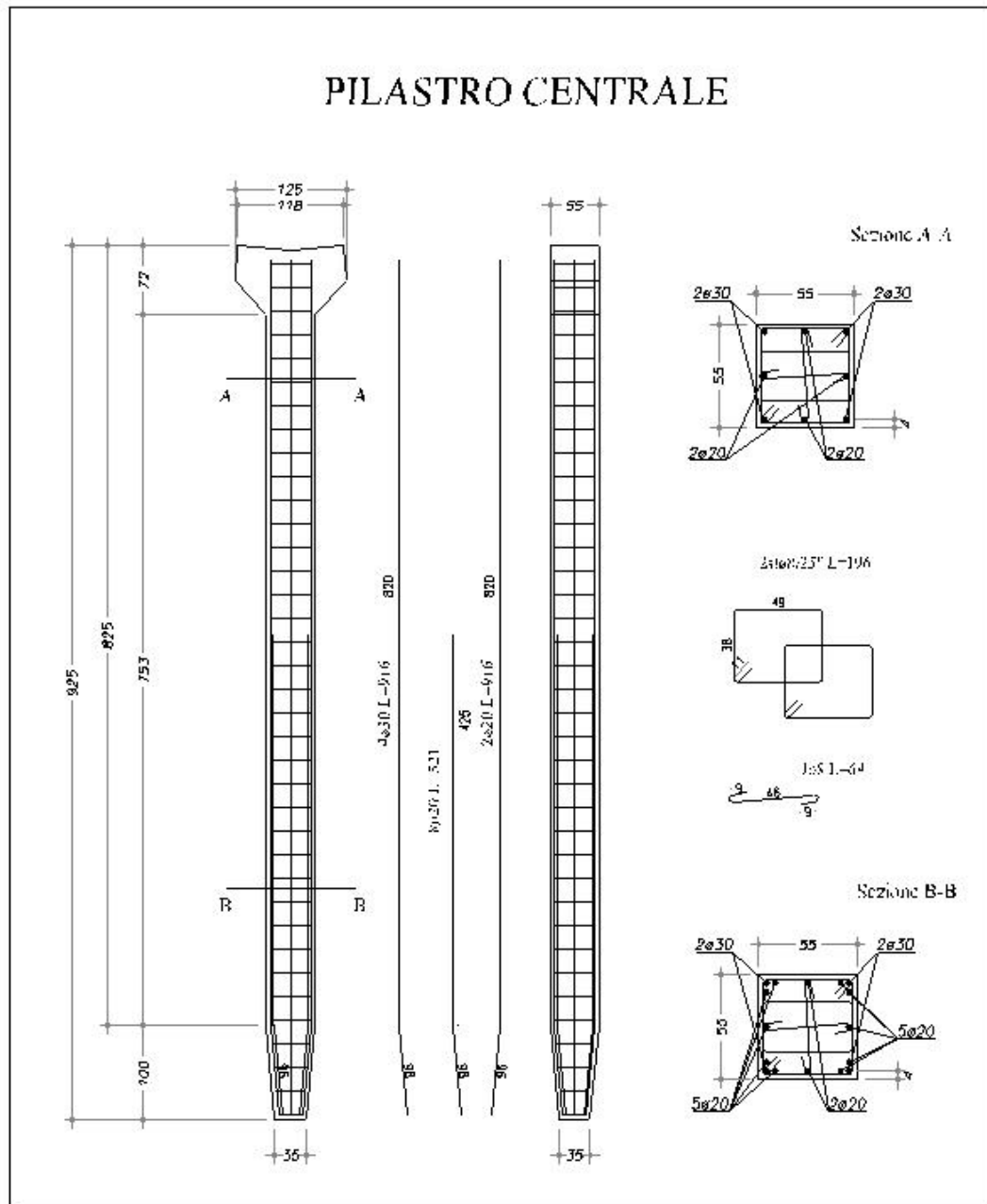
<b>Pilastri</b>	<p>Calcestruzzo con <math>R_{cm} = 560 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cm} = 560 \times 0.83 = 465 \text{ daN/cm}^2</math>;  LC2 <math>\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{cd} = 465/1.20 = 387 \text{ daN/cm}^2</math></p> <p>Acciaio Aq50 <math>f_{ym} \geq 3200 \text{ daN/cm}^2</math>  LC2 <math>\rightarrow f.c. = 1.20 \rightarrow f_{yd} = 3200/1.20 = 2666 \text{ daN/cm}^2</math>  tensione di rottura <math>f_u = 5000 \text{ daN/cm}^2</math></p>
-----------------	--

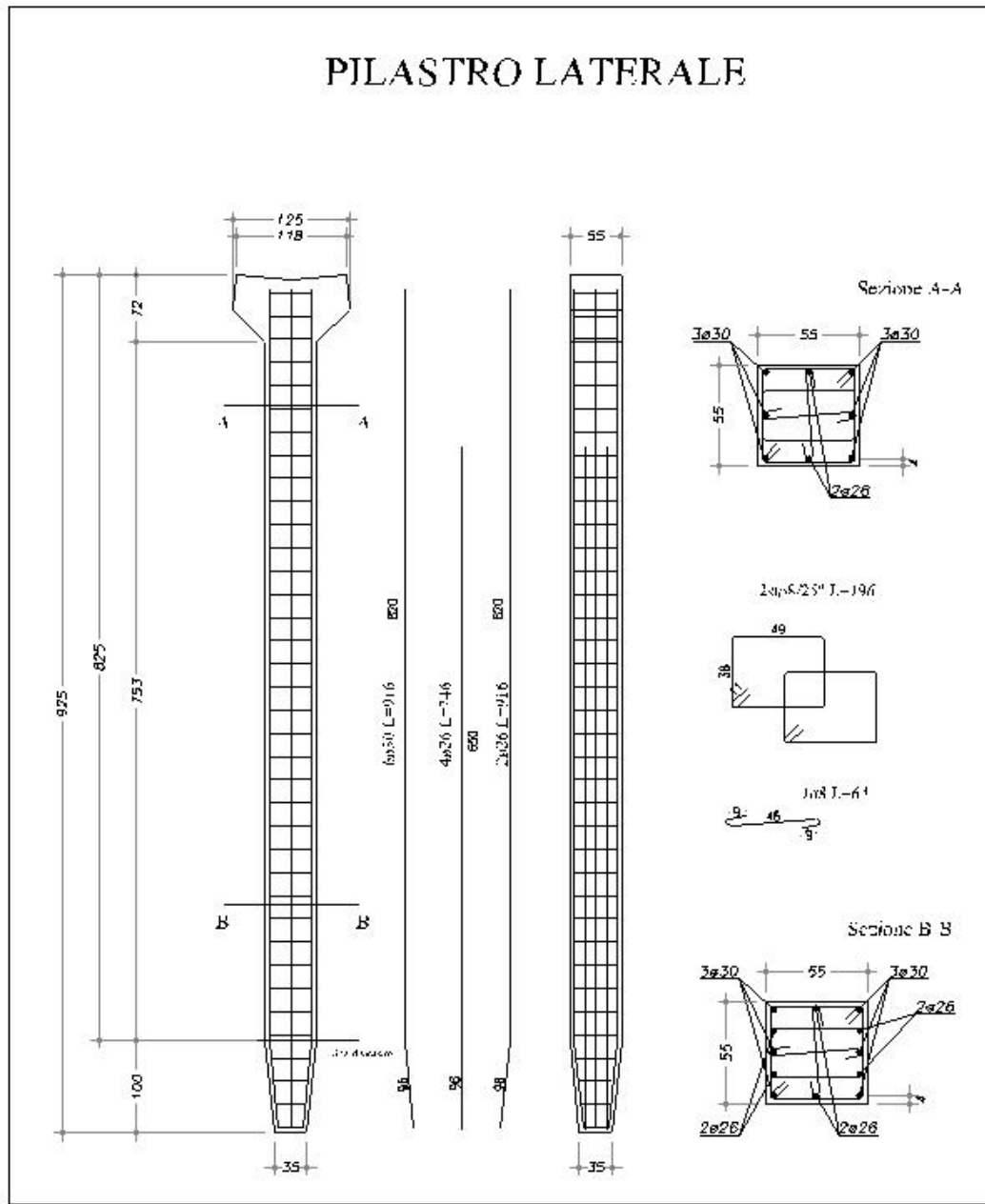
In particolare si evidenzia che è stato trattato un unico telaio piano da estrapolare rispetto alla struttura tridimensionale, stante la tipologia di modello strutturale considerato.

L'allineamento studiato è costituito da 8 pilastri di sezione quadrata 55x55 cm e di altezza pari a 8,25 m dallo spiccato di fondazione. I due pilastri esterni presentano una sezione differente da quella dei 6 pilastri centrali in virtù solo di una diversa percentuale di armatura, costituita da barre lisce Aq 50 con  $\sigma_{sn} > 3200 \text{ daN/cm}^2$  di diametro  $\phi 30$ ,  $\phi 26$ ,  $\phi 20$ .

Nelle 2 figure riportate nelle pagine seguenti sono descritte le armature e le dimensioni delle due sezioni in esame.

**Dalle figure si vede che la disposizione delle barre di armatura nel tratto terminale del pilastro non presenta ganci di ancoraggio. Da altri grafici tra quelli a disposizione tra i progetti rinvenuti, si è potuto trarre conferma del fatto che tale soluzione fosse impiegata spesso.**





## La Modellazione

Il modello è stato implementato mediante l'ausilio del programma di calcolo SAP200. In generale i programmi attualmente disponibili in grado di considerare la non linearità (comportamento post-elastico) del materiale, utilizzano due diversi approcci:

- una modellazione tramite cerniere plastiche (*“a plasticità concentrata”*);
- una modellazione tramite fibre (*“a plasticità diffusa”*).

Per il programma utilizzato è necessaria una modellazione a plasticità concentrata. Essa prevede che tutti gli elementi costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico laddove si preveda la formazione di una cerniera plastica. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi strutturali.

Il vantaggio di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi elastici meno onerosi dal punto di vista computazionale, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. Inoltre è estremamente versatile in quanto permette, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, di descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono anche influenzare la risposta strutturale, quali la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura, la flessibilità del nodo trave-colonna, l'iterazione fra telaio e tamponamenti (aspetto particolarmente importante quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti). Il limite di questa modellazione però è che richiede una certa esperienza dell'operatore per stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere lunghezze e curve caratteristiche che permettono di cogliere il reale comportamento delle cerniere plastiche.

Nelle strutture intelaiate soggette ad azioni orizzontali, quali quelle indotte da eventi sismici, le sollecitazioni flettenti massime si verificano in corrispondenza

delle estremità di travi e colonne. E dunque in questi punti che, una volta superata la soglie elastica, si concentrano le deformazioni anelastiche. Partendo da queste considerazioni, è lecito assumere la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi trave e pilastro. Nell'ipotesi di trascurare gli effetti dei carichi verticali, la distribuzione dei momenti risulta lineare e quindi l'elemento può essere riguardato come una trave a mensola, di luce  $L_v$  e caricata di da una forza concentrata all'estremo libero.

La caratterizzazione meccanica della cerniera plastica è effettuata sulla base del comportamento non lineare della sezione di estremità dell'elemento (definito dal legame momento curvatura) e della luce di taglio. In particolare, la caratterizzazione dipende dai seguenti parametri geometrici e meccanici:

- Dimensioni della sezione (B e H);
- Luce di taglio ( $L_v$ );
- Diametro delle barre ( $d_{bl}$ );
- Resistenze dei materiali;
- Resistente flessionali;
- Curvature flessionali.

In generale, il comportamento non lineare della sezione di estremità di travi e pilastri, definito dal legame momento curvatura, può sinteticamente esprimersi mediante una legge quadri lineare definita da: una fase elastico-lineare fino alla formazione della prima fessura ( $\Phi_{cr}$ ,  $M_{cr}$ ); una fase fessurata durante la quale si registra la formazione/apertura di ulteriori fessure fino allo snervamento ( $\Phi_y$ ,  $M_y$ ); da una fase post elastica definita da una notevole diminuzione di rigidezza con conseguente aumento di deformabilità sino all'attingimento di una picco di resistenza flessionale ( $\Phi_{max}$ ,  $M_{max}$ ); e da una fase discendente (sofotening) caratterizzata da una diminuzione di capacità resistente e da una elevata capacità de formativa sino all'attingimento della condizione ultima ( $\Phi_u$ ,  $M_u$ ). **E' bene ricordare che generalmente la fase elastico lineare è estesa sino**



---

**all'attingimento dello snervamento senza considerare in maniera esplicita la fase fessurata.**

La valutazione di una prestabilita luce di taglio, ossia posizione del punto di nullo del diagramma dei momenti rispetto all'estremità dell'elemento, non è generalmente un problema di facile risoluzione. Una semplice analisi lineare consente di valutare la posizione esatta del punto di flesso durante il comportamento lineare della struttura. Tuttavia la formazione delle prime cerniere plastiche comporta una redistribuzione delle sollecitazioni flettenti con conseguente traslazione del punto di flesso; inoltre la caratterizzazione meccanica della cerniera plastica è direttamente influenzata da quest'ultimo per cui la variazione comporterà una diversa caratterizzazione (problemi di convergenza del calcolo non lineare).

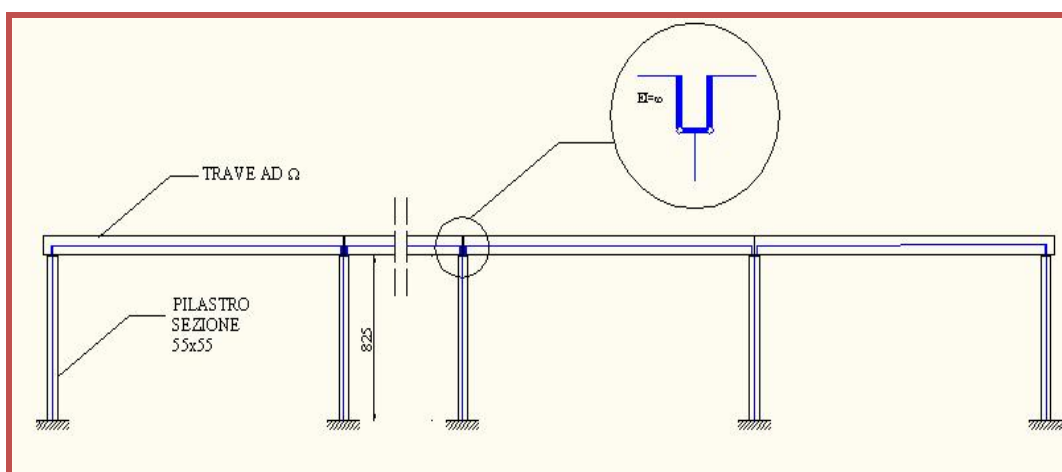
Pertanto l'assunzione di una luce di taglio prefissata, consente da un lato di poter definire a priori la curva caratteristica della cerniera plastica; dall'altro di diminuire l'onere computazionale durante il processo di analisi. In generale, quindi, la luce di taglio può determinarsi: (a) come metà della luce dell'elemento, (b) dal diagramma dei momenti flettenti presente lungo l'elemento valutato mediante una analisi-lineare (statica o modale), (c) dal diagramma dei momenti flettenti presente lungo l'elemento (valutato mediante una analisi non lineare come ad esempio un'analisi limite) corrispondente ad una configurazione deformata caratterizzata da uno spostamento del punto di controllo pari allo spostamento sismico richiesto.

Nel nostro caso adotteremo la soluzione (b)  $L_v = L$  (in quanto lo schema statico è di pilastri incastrati al piede ed incernierati alla sommità).

La definizione di una lunghezza di cerniera costante nella regione plastica  $L_{pl}$ , valutata a partire dalla luce di taglio  $L_v$ , consente di ricavare la curva caratteristica momento-rotazione  $M-\theta$  dell'elemento a partire dal legame di sezione momento-curvatura  $M-\phi$ .

## Il modello studiato

Il modello di calcolo da considerare è descritto nell'immagine seguente: colonne incastrate alla base ed incernierate alla sommità.



In particolare, come detto in precedenza, si ipotizza per i dispositivi di appoggio il comportamento di cerniera perfetta, al fine di studiare una condizione strutturale di maggiore interesse. Ai fini del presente lavoro si ipotizza che le plasticizzazioni avvengano in corrispondenza del piede dei pilastri (plasticità concentrata), assumendo che la crisi non si verifichi in corrispondenza dell'appoggio. Tale ipotesi costituisce di fatto una “imposizione progettuale” che si inquadra nell’ottica della gerarchie delle resistenze, ossia si assume che un intervento di adeguamento/miglioramento sismico o di progettazione ex-novo sia quello di realizzare dei collegamenti la cui resistenza sia superiore alla resistenza del pilastro al piede, volendo in tal modo scongiurare il formarsi di meccanismi di collasso strutturale di tipo fragile.

## Caratterizzazione cerniere plastiche

La relazione momento curvatura è valutata in ciascuna estremità dell’elemento strutturale. Per far ciò è necessario conoscere i seguenti parametri, da utilizzare in un tipico modello a fibre della sezione di c.a.:

- 
- Sforzi normali calcolati con analisi statica non lineare ( $N = 0$  per le travi;  $N \neq 0$  per i pilastri).
  - Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo;
  - Tensione di snervamento dell'acciaio;
  - Dimensione della sezione considerata e copriferro delle armature longitudinali;
  - Diametro barre armature longitudinali;
  - Deformazione ultima del cls  $\varepsilon_{cu}$  (che in questa fase è assunta pari a 0,035 considerando il cls non confinato in quanto non possiamo essere certi della bontà della chiusura delle staffe);
  - Numero complessivo di registri di armatura, e numero di barre per ciascun registro.

Si è utilizzato a questo punto un programma di calcolo che, in funzione dei suddetti input, ci ha fornito i valori della curvatura di snervamento e del corrispondente momento di snervamento.

Noti tali valori, è possibile calcolare anche le rotazioni necessarie per fornire al programma di calcolo (SAP2000) il diagramma  $M-\theta$  di ciascun elemento.

I punti caratteristici del diagramma  $M-\theta$  sono:

- Rotazione di yielding;
- Rotazione ultima;
- Momento di yielding.

La rotazione di snervamento  $\theta_y$  è valutata come somma di tre aliquote:

- contributo flessionale;
- contributo tagliante;
- contributo per scorrimento delle barre longitudinali.

$$\theta_y = \theta_{y,\text{flex}} + \theta_{y,\text{shear}} + \theta_{y,\text{slip}} = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

dove:

- $\phi_y$  è la curvatura a snervamento della sezione terminale;
- $h$  è l'altezza della sezione;
- $d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali (in mm);
- $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione.

Per quanto riguarda la rotazione ultima:

$$\theta_u = 0.85 \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^v \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \frac{f_c}{F_c} \right]^{0.225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d})$$

dove

- $\gamma_{el} = 1.5$  (elementi primari) o  $1.0$  (elementi secondari)
- $h$  è l'altezza della sezione;
- $v = N/(A_c F_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato agente su tutta la sezione  $A_c$ ;
- $\omega = A_s f_y / (b h f_c)$  percentuale meccanica di armatura longitudinale in trazione ( $b, h$  = base ed altezza della sezione);
- $\omega' = A_s' f_y / (b h f_c)$  percentuale meccanica di armatura longitudinale in compressione ( $b, h$  = base ed altezza della sezione);
- $f_c, f_y$  e  $f_{yw}$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo, la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione.

- $\rho_w = A_{sx}/b_w s_h$  è la percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe);
- $\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione, non presenti nel caso in esame;
- $\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right)$$

dove  $b_o$  e  $h_o$  sono le dimensioni della nucleo confinato, e  $b_i$  sono le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti e staffe presenti sul perimetro.

Come già sopradetto, essendo il cls non confinato non si è tenuto conto del penultimo termine dell'espressione.

Inoltre in tali elementi, essendo non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, il valore dell'espressione della rotazione ultima deve essere moltiplicato per 0,85 (come sopra riportato).

Nel caso in esame si ha:

- LC=LC2 quindi FC=1,20;
- Resistenza a compressione del calcestruzzo:  $f_c = f_{cm} = 387 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Resistenza a trazione dell'acciaio:  $f_y = f_{ym} = 2666 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo:  $f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{cm}^2} = 27 \text{ daN/cm}^2$ ;
- $\rho_d = 0$  in quanto sono assenti le armature diagonali;
- $\alpha=0$  stante l'inadeguato dettaglio di chiusura delle armature trasversali;
- Luce di taglio  $L_v = L$ ;
- Inoltre, non essendo presenti adeguati dettagli di tipo antisismico,  $\theta_u$  è da moltiplicare per 0,85.

I valori che sono stati implementati nel SAP per la modellazione delle cerniere plastiche, dove si è assunto come riferimento la coppia  $(M_y, \theta_y)$ , sono:

- $M_y; (\theta_y - \theta_{el})$
- $M_y; (\theta_y - \theta_{el})$

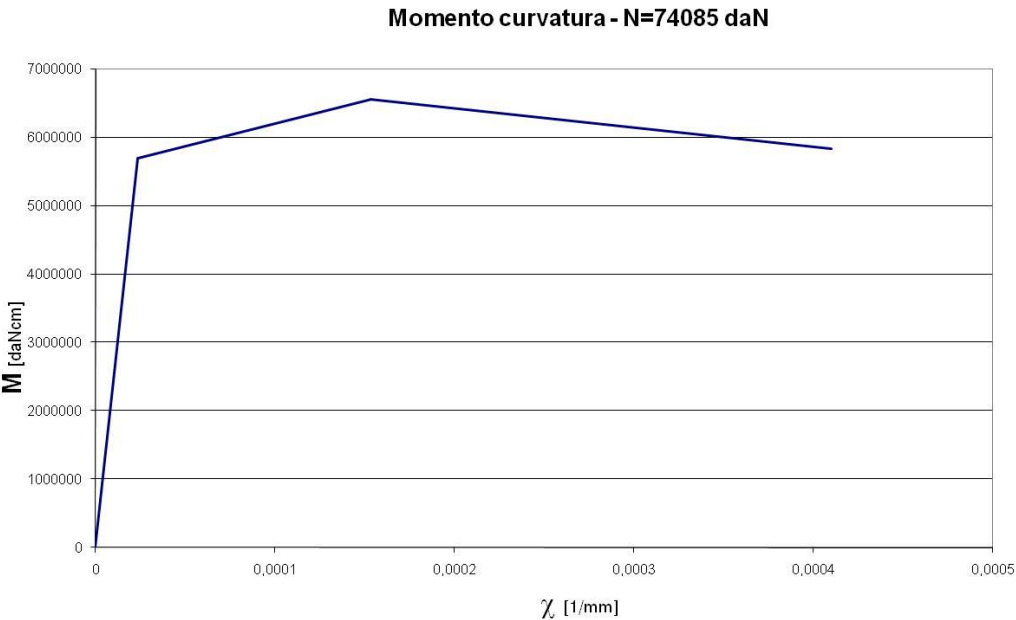
dove

$$\theta_{el} = \frac{M_y L_p}{3EI}$$

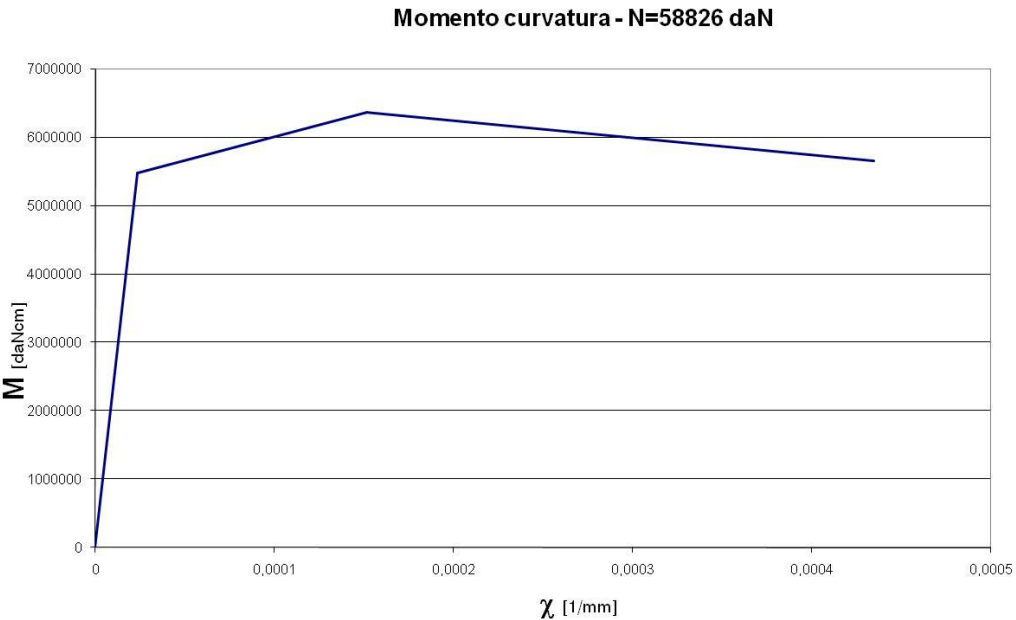
La necessità di sottrarre l'aliquota elastica dalle rotazioni di yielding e ultima nasce dal fatto che tale valore viene automaticamente calcolato dal SAP attraverso la rotazione di estremità dell'elemento *frame* cui sono applicate le due cerniere plastiche.

### **I diagrammi momento-curvatura**

Alla luce delle informazioni fin qui riportate si sono ricavati i seguenti diagrammi momento flettente-curvatura relativi ai pilastri interni ed a quelli esterni, cui competono differenti valori dello sforzo normale (per i pilastri esterni  $N = 588.26$  kN, per quelli interni  $N = 740.85$  kN).



**DIAGRAMMA MOMENTO CURVATURA PILASTRI INTERNI**



**DIAGRAMMA MOMENTO CURVATURA PILASTRI ESTERNI**

Anche se non molto diverse tra loro, le sezioni presentano un differente diagramma  $M-\chi$  per effetto del differente valore dello sforzo normale di compressione e per la differente armatura; è noto infatti che al crescere di  $N$ , a parità di tutti gli altri dati meccanici e geometrici, si ha un incremento della resistenza ultima della sezione per rottura a flessione, ma contemporaneamente si riduce la duttilità disponibile della sezione.

Nelle immagini che seguono si riportano i diagrammi Momento-Rotazione relativi ai due pilastri presenti nell'allineamento strutturale considerato.

	$\phi$	M
$\phi_v =$	0,00002343	5701021
$\phi_{max} =$	0,00015317	6556174
$\phi_u =$	0,00040992	5834995

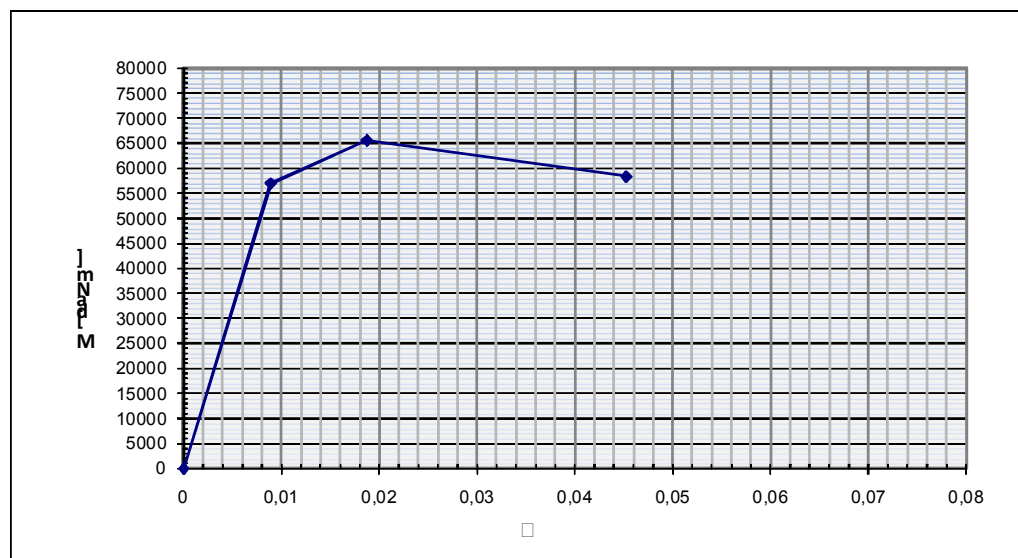
	flex	shear	slip	totale
$\theta_v =$	0,006443	0,0014	0,00103	0,00891
$L_{pl} =$	83	9,35	81,31224	173,16224

$L_v$ [cm]=	825
$h$ [cm]=	55
$d_b$ [cm]=	2,5
$\gamma_{cl} =$	1,5
$f_c$ [dN/cm <sup>2</sup> ]=	387
$f_{sy}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]=	2666

	$\theta$	M
	0	0
$\theta_v =$	0,009	57010,21
$\theta_{max} =$	0,019	65561,74
$\theta_u =$	0,045	58349,95



PILASTRI INTERNI

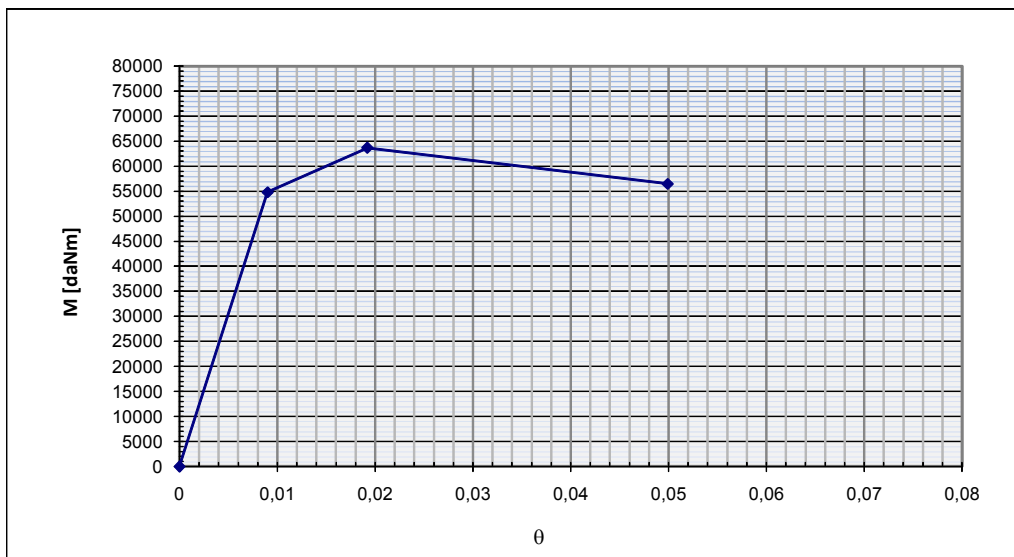


	$\phi$	M
$\phi_y =$	2,337E-05	5485000
$\phi_{max} =$	0,00015132	6369027
$\phi_u =$	0,0004346	5651962

$L_v$ [cm]=	825
$h$ [cm]=	55
$d_b$ [cm]=	2,8
$\gamma_{el} =$	1,5
$f_c$ [dN/cm <sup>2</sup> ]=	387
$f_{cy}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]=	2666

	flex	shear	slip	totale
$\theta_y =$	0,006427	0,0014	0,00115	0,00901
$L_{el} =$	83	9,35	91,06971	182,91971

	$\theta$	M
	0	0
$\theta_y =$	0,009	54850
$\theta_{max} =$	0,019	63690,27
$\theta_u =$	0,050	56519,62

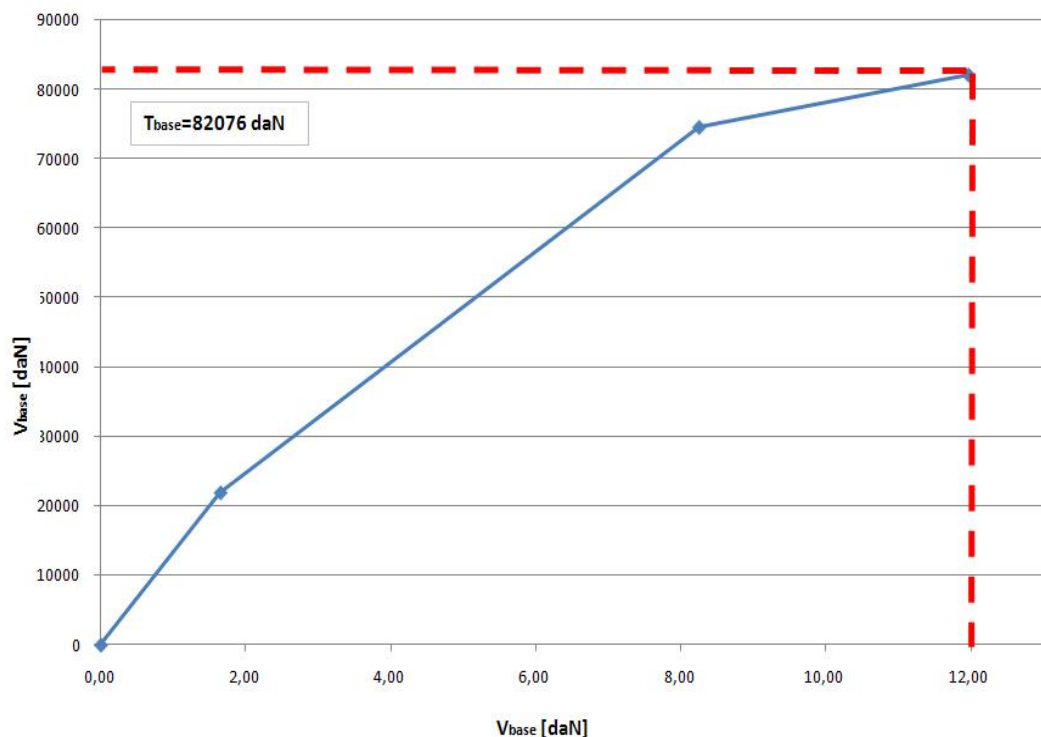


### PILASTRI ESTERNI

Nella tabella che segue si riassumono i valori significativi in termini di momenti e rotazioni

Pilastri	N kN	$M_y$ kNm	$M_{max}$ kNm	$M_u$ kNm	$\theta_y$	$\theta_{max}$	$\theta_u$
Interni	740.85	570.10	655.62	583.49	0.009	0.019	0.045
Esterni	588.26	548.50	636.90	565.19	0.009	0.019	0.050

E' quindi possibile tracciare la curva di capacità della struttura.



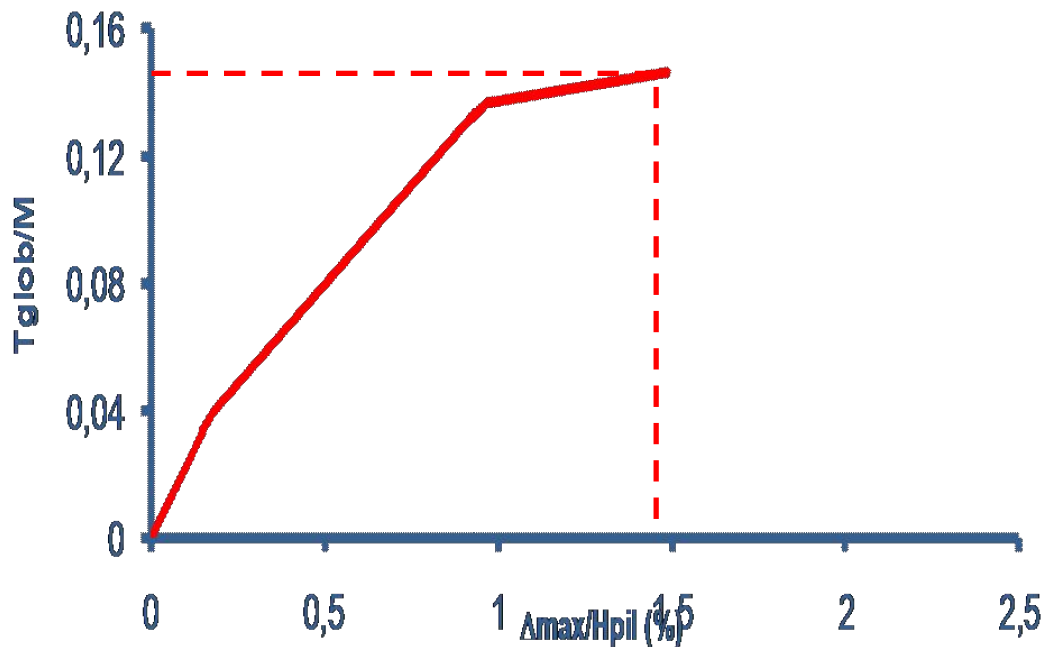
**CURVA DI CAPACITA' DELLA STRUTTURA**

Inoltre, per una maggiore valutazione del livello di vulnerabilità sismica della struttura (che per brevità si valuta solo lungo una delle due direzioni in pianta) si riporta il seguente grafico desunto dalla curva di capacità ed in cui le ascisse sono pari al drift inteso come rapporto tra lo spostamento di interpiano del punto di controllo (che nel caso in esame coincide con lo spostamento assoluto) e la altezza geometrica dei pilastri (8.25 ml), mentre le ordinate sono pari al rapporto tra il taglio e la massa strutturale.

Il valore così ottenuto ed indicato sull'asse delle ordinate rappresenta l'accelerazione al suolo che la struttura esaminata può sostenere fino al raggiungimento del collasso ( $PGA_{strutt.}$ ).

Il rapporto tra la  $PGA_{strutt.}$  e la  $PGA$  desunta dalla norma per lo stato limite

considerato (SLV) rappresenta il grado di vulnerabilità dell'edificio.



Nel caso in esame la PGA allo SLV è pari a 0.2523g. Pertanto, come si evince dal grafico precedente, nel caso esaminato il livello di vulnerabilità della struttura, caratterizzato dal rapporto  $PGA_{strutt.}/PGA$  è pari a  $0.618 < 1$ .

Tale risultato evidenzia chiaramente la notevole vulnerabilità della struttura esaminata (fermo restando le ipotesi di modellazione e di vincolo fatte per tener conto di una situazione di maggiore interesse rispetto al caso rappresentato all'edificio sito in Maniago, es, appoggi in gomma privi di spinotto, ecc.), progettata per soli carichi gravitazionali in una zona non sismica e dichiarata sismica solo a distanza di tempo dalla realizzazione dell'edificio.



## *Capitolo VI*

# **L'attività di sperimentazione**

### **6.1 Aspetti generali**

Parallelamente alle attività di inquadramento dello stato dell'arte e di analisi strutturale riportate nei capitoli precedenti, sono state svolte delle analisi sperimentali su una struttura prefabbricata (realizzata in scala 1/1), al fine di valutare l'effettivo comportamento strutturale di un edificio prefabbricato soggetto ad azioni orizzontali sismiche. E' stata eseguita un'attività sperimentale su strutture in scala 1:1, con l'obiettivo di studiare il classico problema inverso di identificazione strutturale. Sono state analizzate due strutture in c.a.p. identiche per dimensioni e caratteristiche meccaniche che si differenziano in quanto il primo modello è base fissa a (BF), mentre il secondo modello si presenta a base isolata (BI). L'esigenza di dotare una struttura, sia pur monopiano, di isolamento sismico alla base, è legata al voler garantire un comportamento elastico anche in presenza di un evento sismico con probabilità di superamento del 10% in 50 anni ( $T_R = 475$  anni) previsto dalle attuali normative per la verifica allo SLU. Evento sismico per il quale l'analoga struttura a base fissa raggiungerebbe condizioni al limite del collasso.

Lo studio è proseguito affrontando anche l'approfondimento della analisi su un ulteriore modello strutturale che prevede il posizionamento, in corrispondenza del

---

secondo impalcato della struttura in c.a.p. a base fissa, di una sottostruttura metallica dotata di isolamento alla base.

L'isolamento della sottostruttura riveste una particolare importanza quando, senza ingenti investimenti per isolare l'intera struttura principale, si voglia salvaguardare il più possibile parte del suo contenuto (strumentazione di precisione, apparecchiature, etc.), pur ammettendo che la struttura si danneggi anche irreparabilmente come avviene per una struttura a base fissa in condizioni di SLU. Il sistema di isolamento è realizzato mediante opportuni e innovativi dispositivi meccanici costituiti da molle a funi d'acciaio ed unità di trasferimento a sfera. La sottostruttura ha caratteristiche geometriche ed inerziali simili a quelle dei gruppi di continuità che generalmente vengono adottati negli ospedali per garantire l'alimentazione elettrica alle apparecchiature di importanza strategica, anche in caso di eventi sismici. I modelli di calcolo adottati hanno richiesto una attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento della sottostruttura, in termini di rigidità e in particolar modo in termini di smorzamento e quindi di riproduzione del ciclo isteretico del dispositivo. La sperimentazione svolta è stata di fondamentale importanza per tarare il corretto valore dello smorzamento viscoso equivalente ed inoltre ha permesso di intervenire iterativamente sui modelli di calcolo, in modo tale da renderli il più possibile rispondenti al reale comportamento della struttura nel suo complesso.

Ad ogni modo, la parte della sperimentazione che più ha elementi di continuità con la presente tesi, incentrata sulla valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati esistenti, è quella relativa all'edificio a base fissa, **nell'ottica della identificazione strutturale che si ritiene possa costituire un processo di analisi estremamente utile per lo studio di edifici esistenti.**

Pertanto nel seguito del presente capitolo si approfondiranno le risultanze delle analisi numeriche e sperimentali relative al caso della struttura a base fissa, con alcuni cenni al caso della struttura a base isolata.

La sperimentazione è stata eseguita utilizzando una tecnica di eccitazione armonica tramite vibrodina posizionata in corrispondenza del baricentro dell'impalcato superiore delle strutture prefabbricate.

Sono stati utilizzati: degli accelerometri triassiali come sensori, posizionati secondo la direzione di indagine; un sistema di acquisizione dati; un PC con relativo software per il salvataggio del segnale e per la sua elaborazione.

Tale sperimentazione tramite un procedimento di analisi modale sperimentale, ha permesso di validare i modelli di calcolo studiati con particolare riferimento, come già detto in precedenza, al caso di **struttura a base fissa (BF)**.

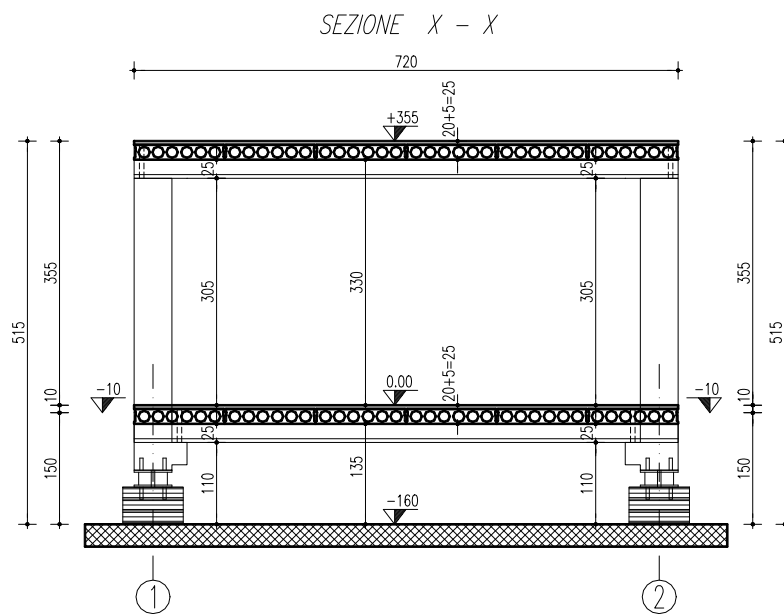
La significativa pericolosità sismica di gran parte del territorio italiano richiede l'adozione di tecniche adeguate ed efficaci per la mitigazione degli effetti dei terremoti sulle strutture. L'adeguata protezione sismica di una struttura e/o del suo contenuto richiede un'approfondita conoscenza del comportamento dinamico della costruzione. E' ben noto che due sono i possibili approcci che ne permettono la conoscenza: approccio analitico ed approccio sperimentale. In tale ottica riveste un ruolo rilevante l'analisi modale sperimentale per l'esecuzione di analisi strutturali accurate e la valutazione del comportamento effettivo della struttura in opera. Spesso il comportamento strutturale di un manufatto che si vuole monitorare o verificare (o anche progettare) risulta affetto da diverse variabili non facilmente determinabili a priori e quindi non facilmente inseribili con un valore corretto nelle analisi strutturali. Solo un'analisi che prevede la risoluzione di un "problema inverso" quale l'analisi modale sperimentale, permette di conoscere approfonditamente la struttura nota la sua risposta e la causa eccitante. Nel caso oggetto di studio, tale procedura ha permesso di valutare in modo accurato lo smorzamento strutturale delle strutture in c.a.p. che sappiamo svolgere un ruolo fondamentale per la corretta stima delle frequenze e dei modi di vibrare di una struttura, ed inoltre ha consentito di calibrare dei modelli analitico-numerici in virtù delle risultanze sperimentali, definendo un primo approccio di studio analitico-sperimentale di edifici esistenti.

## 6.2 Il prototipo oggetto di studio

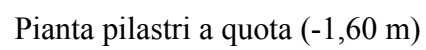
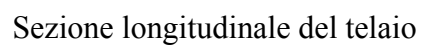
La struttura-prototipo realizzata presenta quattro pilastri poggiati su un dado di fondazione realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera. La quota di imposta

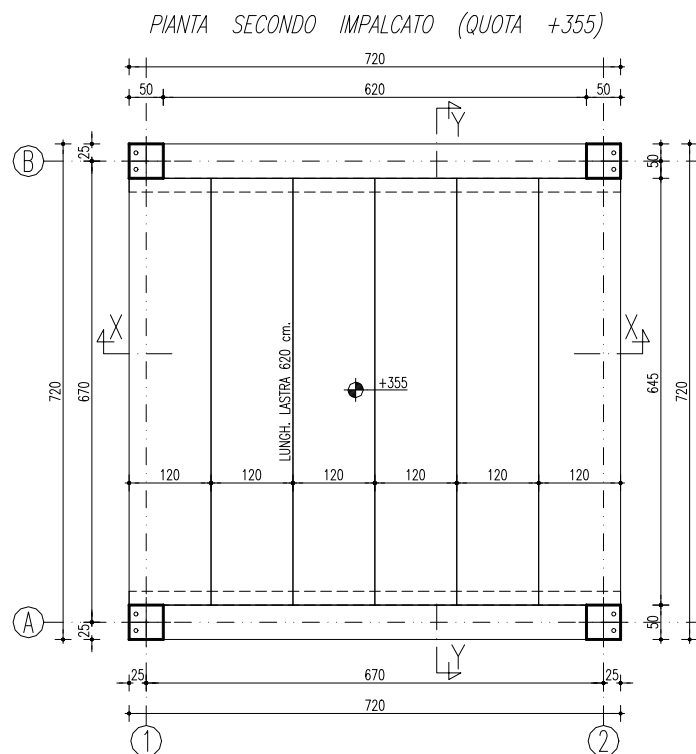
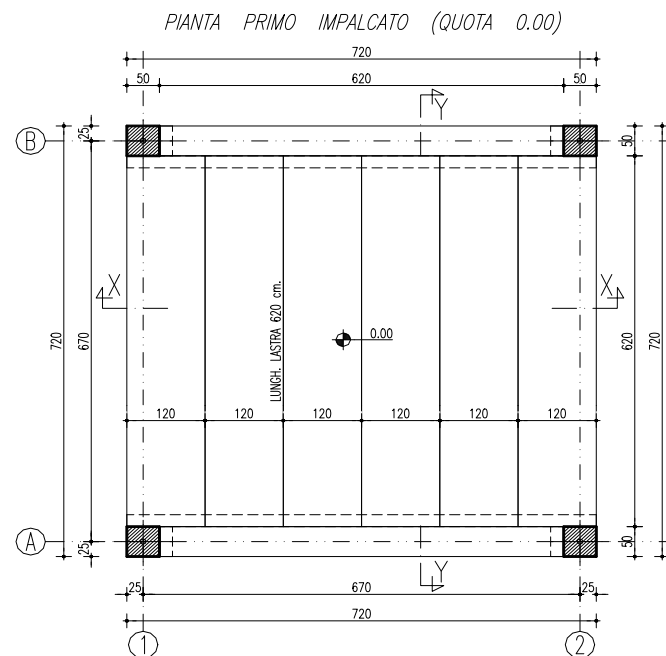
del dado di fondazione è pari a -1,60 m dall'estradosso del primo impalcato che rappresenta la quota di riferimento (0,00 m).

I pilastri hanno forma quadrata con sezione 50x50cm e il singolo elemento pilastro ha una luce complessiva di circa 3,90 m. La struttura presenta a quota (0,00 m) e a quota (+3,55 m) dal piano di posa della fondazione, rispettivamente il primo e il secondo solaio. Entrambi sono realizzati con elementi prefabbricati tipo alveolare e sono orditi secondo la direzione trasversale, poggiando su due travi in calcestruzzo armato precompresso. Si evidenzia che, parallelamente all'orditura dei solai non vi sono travi di collegamento tra i pilastri. Il solaio ha uno spessore di 20+5cm e le travi portanti del solaio hanno sezione resistente rettangolare con base di 50cm ed altezza di 45cm, inoltre presentano lateralmente una sella avente lunghezza di 20cm ed altezza iniziale di 25cm con sezione variabile. Per il modello a base isolata, gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) adottati, sono ancorati ai dadi di fondazione mediante quattro tirafondi.



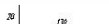
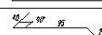






**ARMATURA VALIDA PER OGNI ASOLA  
(N. 2 PER OGNI ESTREMITÀ DI LASTRA)**

***DISTINTA ARMATURA INTEGRATIVA***

Pos.	N°	Ø	Lung.	Sogoma
1	1/ASOLA	14	150	
2	1/ASOLA	10	180	
Rete	----	6	L	Elettrosaldato #6 20x20

**ARMATURA INDICATIVA PER  
SOLAIO SPIROLL/VARIAx IN SEMPLICE APPOGGIO  
CON SOLETTA COLLABORANTE**

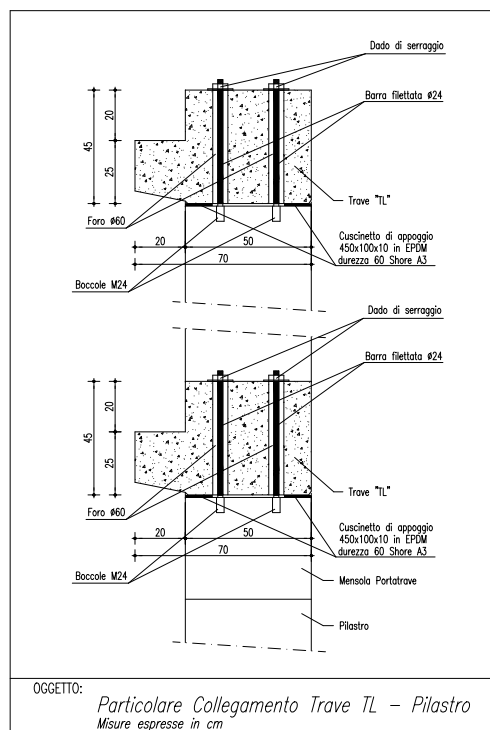
***PRESCRIZIONI SUI MATERIALI  
PER LA SOLETTA ARMATA***

Calcestruzzo: Rbk > 300 Kg/cmq  
Acciaio: Fe B 44 K Controllato

***TIPOLOGIA ARMATURE***

Pos.1, Pos.4 e Pos.5 = ARMATURA TAGLIO RESISTENTE  
Pos.2, Pos.3 e Pos.6 = ARMATURA DI COLLEGAMENTO

### Particolare armatura





*Vista prospettica del telaio a **base isolata***



*Particolare del collegamento isolatore – pilastro (**BI**)*



*Vista prospettica del telaio a **base fissa***



*Particolare della zona pilastro – fondazione (**BF**)*



*Telai studiati: a sinistra telaio a base fissa; a destra telaio a base isolata*

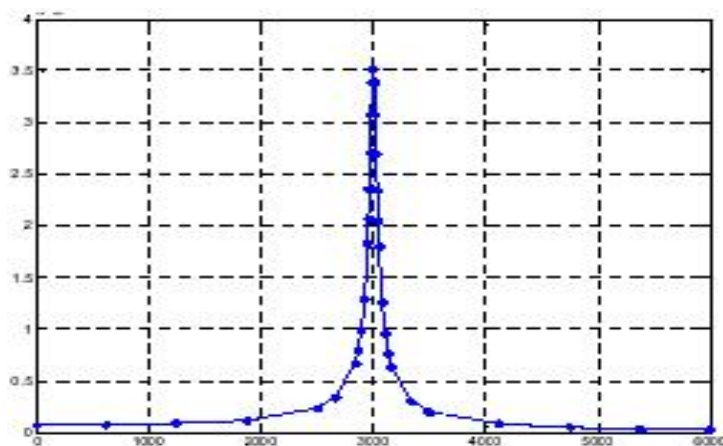
### 6.3 Descrizione della sperimentazione

Le strutture esaminate sono ubicate presso lo stabilimento “PREFAB.I.” sito nel comune di Montefredane in provincia di Avellino. Su tali strutture sono state condotte delle prove dinamiche, al fine di calibrare e validare i modelli analitici attraverso un confronto numerico tra i risultati sperimentali e i risultati restituiti dai modelli di calcolo.

Si descrive nel seguito la *tecnica di eccitazione* necessaria per far vibrare la struttura al fine di misurarne la risposta tramite un adeguato *sistema di acquisizione*.

#### 6.3.1 Tecnica di eccitazione

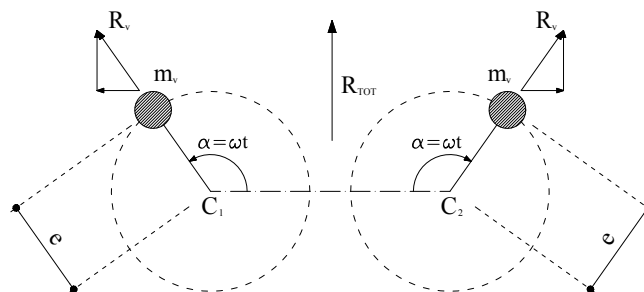
E' stata adottata la tecnica Stepped-Sine Testing che sappiamo essere il classico metodo di misura della funzione di risposta in frequenza in cui il segnale di comando inviato dall'eccitatore è una sinusoidale discreta con ampiezza e frequenza fissa. Pertanto, si fornisce un ingresso sinusoidale di ampiezza e frequenza note e si valuta la risposta. La funzione di trasferimento armonica, viene costruita per punti facendo variare la frequenza.



Per ottimizzare l'elaborazione dei dati si è adottato la seguente procedura: aumentare la densità dei punti nelle zone di risonanza, mentre diminuirla nelle zone dove la funzione di risposta in frequenza non presenta variazioni importanti, come evidenziato in figura.

### 6.3.2 Vibrodina utilizzata

La vibrodina utilizzata per la generazione delle sollecitazioni dinamiche ha un funzionamento basato sulla rotazione di due piatti in contrapposizione, su cui sono calettate delle masse cilindriche che generano una forza orizzontale variabile nel tempo.

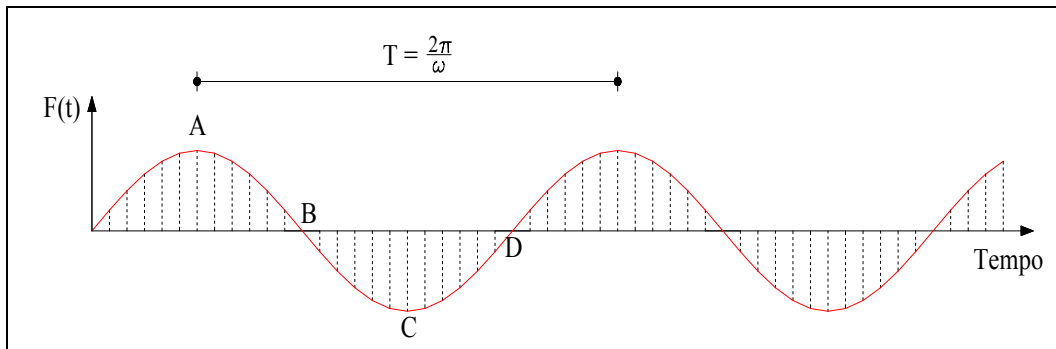


*Schema di funzionamento della vibrodina*

La forzante è direttamente proporzionale al raggio del disco, ovvero alla distanza ( $e$ ) tra l'asse di rotazione dei piatti e le masse concentrate; al quadrato della velocità angolare ( $\omega^2$ ) ed alle masse ( $m$ ). L'andamento della forzante in funzione del tempo, si presenta pertanto di tipo sinusoidale e può essere espressa attraverso una relazione del tipo:

$$F(t) = \omega^2 \cdot r \cdot m \cdot \sin(\omega t)$$

In forma grafica la forzante assume l'andamento riportato nel diagramma seguente:



*Andamento della forzante in funzione del tempo*

Nel caso in esame su ciascun disco sono presenti sei masse da 3,5 kg e due masse più piccole da 2,8 kg. Tali pesi sono da considerarsi al netto dei bulloni. Ciascuna massa è fissata ai dischi mediante due bulloni, di cui uno applicato superiormente e l'altro montato inferiormente, ciascuno dei quali ha un peso di 0,10 kg. I valori dei pesi per il singolo disco sono riassunti nella tabella sottostante:

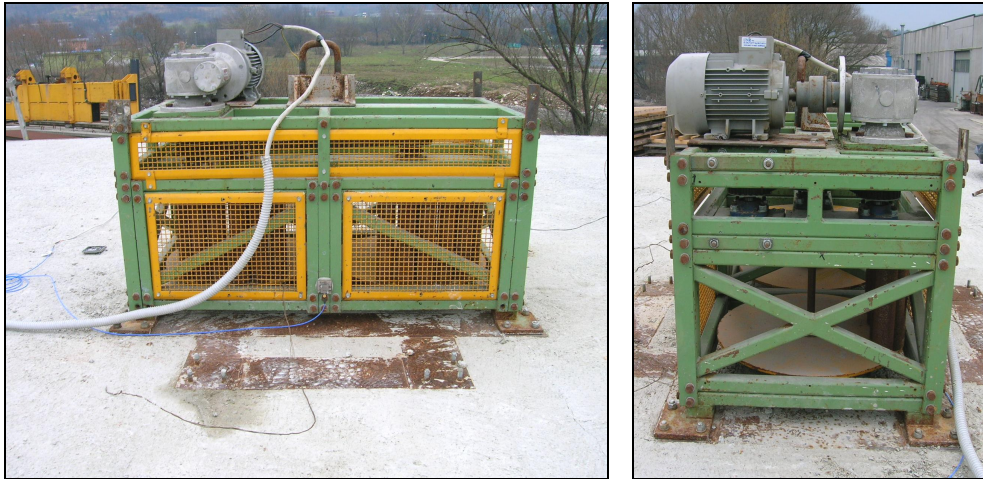
masse presenti sul singolo disco

	[kg]	quantità	[kg]
	3,5	6	21
	2,8	2	5,6
bul	0,1	16	1,6
		<b>Totale</b>	<b>28,2</b>

il peso complessivo calettato sui due dischi è

$$P = 2 \cdot 28,2 = 56,4 \text{ kg}$$





*Vibrodina utilizzata per effettuare le prove*



*Masse cilindriche montate sui dischi*

Gli alberi dei due piatti sono calettati a delle pulegge le quali ottengono il moto per trasmissione, attraverso un sistema a cinghia. Quest'ultima è mossa da un motore elettrico trifase con le seguenti caratteristiche:

- Potenza: 0,55 KW
- N° coppie polari: 2
- N° giri: 1395 giri/min
- Frequenza: 50 Hz



Il motore è alimentato tramite un inverter mediante il quale è possibile modulare la velocità di rotazione dei dischi. La massima frequenza di rotazione della vibrodina è pari a  $4.4\text{Hz}$  a cui corrisponde la seguente velocità angolare:

$$\omega_{\max} = f_{\max} \cdot 2\pi = 4,4 \cdot 2\pi = 27,65 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

ovvero il seguente valore di  $\omega_{\max}^2$  :

$$\omega_{\max}^2 = 27,65^2 = 764,52 \frac{\text{rad}^2}{\text{s}^2}$$

Considerando il raggio  $r$  pari a  $0,245\text{ m}$ , in corrispondenza del quale si ipotizza un punto virtuale di concentrazione di tutte le masse, la massima forza che può fornire la vibrodina è la seguente:

$$F_{\max} = \omega_{\max}^2 \cdot m \cdot r = \omega_{\max}^2 \cdot \frac{P}{g} \cdot r = 763,41 \cdot \frac{56,4}{9,81} \cdot 0,245 = 1076,6 \text{ kg}$$

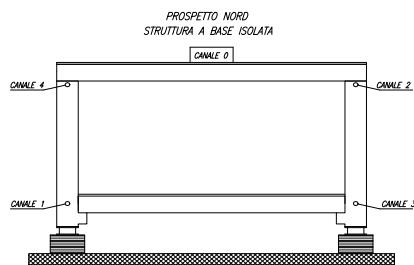
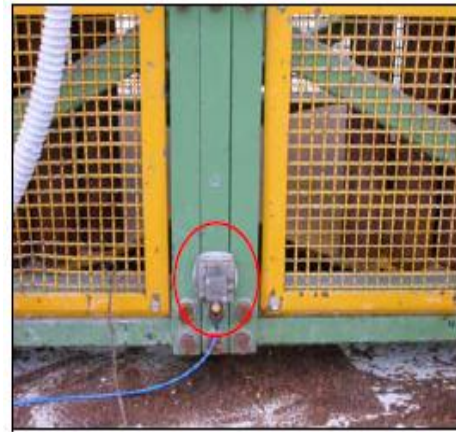
Il valore della massima forza prodotta in relazione al valore impostato sull'inverter può desumersi dalla seguente tabella:

<i>Lettura da inverter</i>	<i>giri/min.</i>	<i>Frequenza f</i>	<i>Periodo T</i>	<i>velocità angolare (min)</i>	<i>velocità angolare (s)</i>	<i>Pesi sulla vibrochina</i>	<i>Massa</i>	<i>Forza generata Fmax</i>
<i>[adim.]</i>	<i>[giri/min]</i>	<i>[Hz]</i>	<i>[s]</i>	<i>[rad/min]</i>	<i>[rad/s]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg<sub>m</sub>]</i>	<i>[kg]</i>
1.0	10	0.167	6.00	62.83	1.05	56.4	5.75	1.54
1.5	15	0.250	4.00	94.25	1.57	56.4	5.75	3.48
2.0	20	0.333	3.00	125.66	2.09	56.4	5.75	6.18
2.5	25	0.417	2.40	157.08	2.62	56.4	5.75	9.65
3.0	30	0.500	2.00	188.50	3.14	56.4	5.75	13.90
3.5	35	0.583	1.71	219.91	3.67	56.4	5.75	18.92
4.0	40	0.667	1.50	251.33	4.19	56.4	5.75	24.71
4.5	45	0.750	1.33	282.74	4.71	56.4	5.75	31.28
5.0	50	0.833	1.20	314.16	5.24	56.4	5.75	38.62
5.5	55	0.917	1.09	345.58	5.76	56.4	5.75	46.73
6.0	60	1.000	1.00	376.99	6.28	56.4	5.75	55.61
6.5	65	1.083	0.92	408.41	6.81	56.4	5.75	65.26
7.0	70	1.167	0.86	439.82	7.33	56.4	5.75	75.69
7.5	75	1.250	0.80	471.24	7.85	56.4	5.75	86.89
8.0	80	1.333	0.75	502.65	8.38	56.4	5.75	98.86
8.5	85	1.417	0.71	534.07	8.90	56.4	5.75	111.60
9.0	90	1.500	0.67	565.49	9.42	56.4	5.75	125.12
9.5	95	1.583	0.63	596.90	9.95	56.4	5.75	139.41
10.0	100	1.667	0.60	628.32	10.47	56.4	5.75	154.47
10.5	105	1.750	0.57	659.73	11.00	56.4	5.75	170.30
11.0	110	1.833	0.55	691.15	11.52	56.4	5.75	186.90
11.5	115	1.917	0.52	722.57	12.04	56.4	5.75	204.28
12.0	120	2.000	0.50	753.98	12.57	56.4	5.75	222.43
12.5	125	2.083	0.48	785.40	13.09	56.4	5.75	241.35
13.0	130	2.167	0.46	816.81	13.61	56.4	5.75	261.05
13.5	135	2.250	0.44	848.23	14.14	56.4	5.75	281.51
14.0	140	2.333	0.43	879.65	14.66	56.4	5.75	302.75
14.5	145	2.417	0.41	911.06	15.18	56.4	5.75	324.77
15.0	150	2.500	0.40	942.48	15.71	56.4	5.75	347.55
15.5	155	2.583	0.39	973.89	16.23	56.4	5.75	371.10
16.0	160	2.667	0.38	1005.31	16.76	56.4	5.75	395.43
16.5	165	2.750	0.36	1036.73	17.28	56.4	5.75	420.53
17.0	170	2.833	0.35	1068.14	17.80	56.4	5.75	446.41
17.5	175	2.917	0.34	1099.56	18.33	56.4	5.75	473.05
18.0	180	3.000	0.33	1130.97	18.85	56.4	5.75	500.47
18.5	185	3.083	0.32	1162.39	19.37	56.4	5.75	528.66

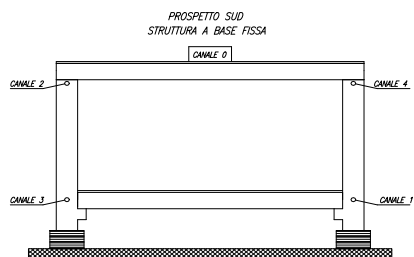
---

19.0	190	3.167	0.32	1193.80	19.90	56.4	5.75	557.62
19.5	195	3.250	0.31	1225.22	20.42	56.4	5.75	587.36
20.0	200	3.333	0.30	1256.64	20.94	56.4	5.75	617.86
20.5	205	3.417	0.29	1288.05	21.47	56.4	5.75	649.14
21.0	210	3.500	0.29	1319.47	21.99	56.4	5.75	681.20
21.5	215	3.583	0.28	1350.88	22.51	56.4	5.75	714.02
22.0	220	3.667	0.27	1382.30	23.04	56.4	5.75	747.62
22.5	225	3.750	0.27	1413.72	23.56	56.4	5.75	781.98
23.0	230	3.833	0.26	1445.13	24.09	56.4	5.75	817.13
23.5	235	3.917	0.26	1476.55	24.61	56.4	5.75	853.04
24.0	240	4.000	0.25	1507.96	25.13	56.4	5.75	889.72
24.5	245	4.083	0.24	1539.38	25.66	56.4	5.75	927.18
25.0	250	4.167	0.24	1570.80	26.18	56.4	5.75	965.41
25.5	255	4.250	0.24	1602.21	26.70	56.4	5.75	1004.42
26.0	260	4.333	0.23	1633.63	27.23	56.4	5.75	1044.19
26.5	265	4.417	0.23	1665.04	27.75	56.4	5.75	1084.74
27.0	270	4.500	0.22	1696.46	28.27	56.4	5.75	1126.06
27.5	275	4.583	0.22	1727.88	28.80	56.4	5.75	1168.15
28.0	280	4.667	0.21	1759.29	29.32	56.4	5.75	1211.01
28.5	285	4.750	0.21	1790.71	29.85	56.4	5.75	1254.65
29.0	290	4.833	0.21	1822.12	30.37	56.4	5.75	1299.06
29.5	295	4.917	0.20	1853.54	30.89	56.4	5.75	1344.24
30.0	300	5.000	0.20	1884.96	31.42	56.4	5.75	1390.20
30.5	305	5.083	0.20	1916.37	31.94	56.4	5.75	1436.92
31.0	310	5.167	0.19	1947.79	32.46	56.4	5.75	1484.42
31.5	315	5.250	0.19	1979.20	32.99	56.4	5.75	1532.69
32.0	320	5.333	0.19	2010.62	33.51	56.4	5.75	1581.73
32.5	325	5.417	0.18	2042.03	34.03	56.4	5.75	1631.55
33.0	330	5.500	0.18	2073.45	34.56	56.4	5.75	1682.14
33.5	335	5.583	0.18	2104.87	35.08	56.4	5.75	1733.50
34.0	340	5.667	0.18	2136.28	35.60	56.4	5.75	1785.63
34.5	345	5.750	0.17	2167.70	36.13	56.4	5.75	1838.53
35.0	350	5.833	0.17	2199.11	36.65	56.4	5.75	1892.21
35.5	355	5.917	0.17	2230.53	37.18	56.4	5.75	1946.66
36.0	360	6.000	0.17	2261.95	37.70	56.4	5.75	2001.88
36.5	365	6.083	0.16	2293.36	38.22	56.4	5.75	2057.87
37.0	370	6.167	0.16	2324.78	38.75	56.4	5.75	2114.64
37.5	375	6.250	0.16	2356.19	39.27	56.4	5.75	2172.18
38.0	380	6.333	0.16	2387.61	39.79	56.4	5.75	2230.49
38.5	385	6.417	0.16	2419.03	40.32	56.4	5.75	2289.57
39.0	390	6.500	0.15	2450.44	40.84	56.4	5.75	2349.43
39.5	395	6.583	0.15	2481.86	41.36	56.4	5.75	2410.06

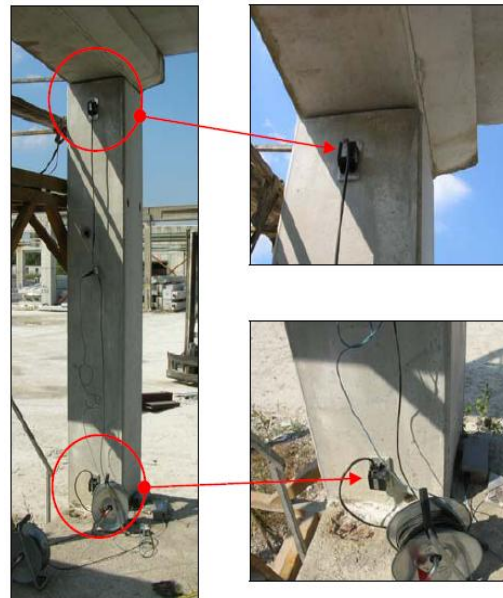
La vibrodina è stata posizionata, centrandola a livello del secondo implacato della struttura prefabbricata e in particolare è stata posizionata in corrispondenza del baricentro dell'impalcato superiore.



Disposizione accelerometri sulla struttura BI



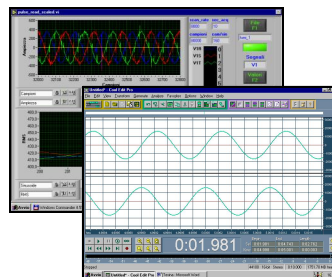
Disposizione accelerometri sulla struttura BF



Pilastro strumentato

I sensori rappresentano i componenti base per rendere possibile la registrazione di alcuni parametri significativi del comportamento dinamico della struttura e il loro scopo fondamentale sappiamo essere la conversione del parametro da misurare in segnale elettrico. I sensori utilizzati sono degli accelerometri triassiali e sono stati posizionati secondo la direzione di indagine. In particolare, 4 accelerometri sono stati posizionati in corrispondenza dei pilastri della struttura prefabbricata; 1'accelerometro in corrispondenza della vibrodina; 1'accelerometro in sommità alla sottostruttura metallica; 1 accelerometro in corrispondenza del secondo impalcato della struttura prefabbricata.

I sensori trasmettono il segnale elettrico ad un sistema di acquisizione dati (DAQ - Data AcQuisition) che provvede a trasformare tale segnale in un segnale digitale e, grazie ad un PC con relativo software c'è la possibilità di salvare il segnale e di elaborarlo.

**Data AcQuisition****Computer portatile****Software utilizzato**

### 6.3.3 Svolgimento della sperimentazione

La sperimentazione è stata svolta facendo variare la frequenza dell'inverter in modo che la velocità di rotazione delle masse della vibrodina venisse gradualmente aumentata e il controllo della frequenza effettiva, venisse ottenuto mediante analisi in tempo reale del segnale proveniente da uno dei diversi accelerometri installati. In particolare, nell'istante in cui la frequenza desiderata veniva raggiunta ed il segnale rilevato si stabilizzava, si procedeva all'acquisizione e memorizzazione dei segnali provenienti dagli accelerometri, mediante PC. Il problema è stato studiato adottando diversi valori per la frequenza della forzante esterna.

Più precisamente, quando la frequenza del carico si avvicinava al valore di una delle frequenze naturali del sistema sollecitato, si determinava un fenomeno di amplificazione degli effetti (spostamenti, deformazioni e sollecitazioni) che raggiungeva il suo massimo nel momento in cui la frequenza della forzante coincide con il valore della frequenza propria della struttura.

I dati acquisiti, opportunamente memorizzati, sono stati successivamente elaborati così da ottenere in corrispondenza di ogni frequenza di eccitazione e per ciascun canale, l'andamento dell'accelerazione e degli spostamenti.

### 6.3.4 Risultati della sperimentazione

Per la struttura prefabbricata a Base fissa (e per quella a Base Isolata), sono state condotte prove con diverse frequenze della forzante esterna, con l'obiettivo di determinare sperimentalmente la prima frequenza di risonanza della struttura e quindi la frequenza propria di vibrazione.

Si ricorda che il valore così ottenuto, è stato adottato per la struttura a Base Isolata al fine di calibrare la rigidezza dei dispositivi del sistema di isolamento; mentre gli spostamenti misurati sono stati utilizzati per individuare lo smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) da assegnare ai modelli di calcolo.

Vale la pena fare qualche considerazione sui valori dello smorzamento così ottenuti per il modello a base fissa (BF) e il modello a base isolata (BI). Confrontando i valori dello smorzamento sembrerebbe che la struttura a BI abbia

---

una capacità dissipativa inferiore rispetto alla struttura a BF. In realtà occorre tenere presente che i valori riscontrati dipendono molto dalle modalità di svolgimento delle prove. Infatti la massima forza con cui sono state sollecitate le strutture è stata differente, di conseguenza i meccanismi dissipativi attivati risultano più significativi per la struttura che ha subito un forzamento più consistente, ossia per la struttura a base fissa.

In questa prima fase i risultati dell'indagine sperimentale si possono suddividere in due gruppi:

- accelerazioni misurate dai cinque accelerometri quando la forzante esterna è in risonanza con la struttura;
- spostamenti quando la forzante esterna è in risonanza con la struttura nei medesimi nodi strumentati.

Il confronto dei risultati registrati sperimentalmente sulle strutture con quelli ottenuti per via analitica, permette di stabilire quanto i modelli di calcolo adottati siano adeguati a descrivere il reale comportamento delle strutture.

La non possibilità di determinare a priori il valore dello smorzamento, è legato all'incertezza del comportamento delle connessioni che vincolano le travi ai pilastri. Infatti, i nodi di connessione non possono essere considerati rigidi in quanto realizzati mediante degli spinotti in acciaio che fuoriuscendo dal pilastro si innestano nelle travi. Ciò comportava che durante le oscillazioni della struttura si verificavano scorrimenti dovuti al rifollamento del calcestruzzo in corrispondenza degli alloggi degli spinotti metallici che contribuiscono a disperdere energia.

Inoltre, come tutti i sistemi reali, esistono fonti di dissipazione la cui natura è da attribuire all'attrito interno associato alla struttura molecolare del materiale.

Rinunciando ad una determinazione dettagliata delle varie aliquote di smorzamento si è pensato di condensare in un unico parametro “ $v$ ” che consideri i fenomeni appena illustrati.

Per determinare “ $v$ ” si è intervenuti sul modello analitico corretto con la rigidezza determinata a valle della sperimentazione, facendo in modo che lo



spostamento del modello analitico coincidesse con quello misurato in sommità della struttura in fase sperimentale.

Questo modo di procedere ha condotto per la struttura BI ad un valore dello smorzamento viscoso equivalente dell'8 % a fronte del valore iniziale imposto del 10%.

Per la struttura BF lo smorzamento viscoso equivalente ha raggiunto valori dell'11%, di gran lunga superiore allo smorzamento strutturale del 5% fissato nel modello analitico iniziale.

Si è osservato inoltre che sul modello a Base Fissa lo smorzamento è risultato addirittura maggiore di quello a base isolata. Tale aspetto è sicuramente connesso all'incremento dell'effetto "rifollamento" delle giunzioni non chiamata in causa nella struttura BI che presenta un comportamento rigido al di sopra del sistema di isolamento in cui è concentrata l'intera dissipazione.

Si procede ad affrontare un problema di analisi modale sperimentale, per validare in modo definitivo il modelli di calcolo relativi alla struttura principale prefabbricata a Base Fissa e a Base Isolata.

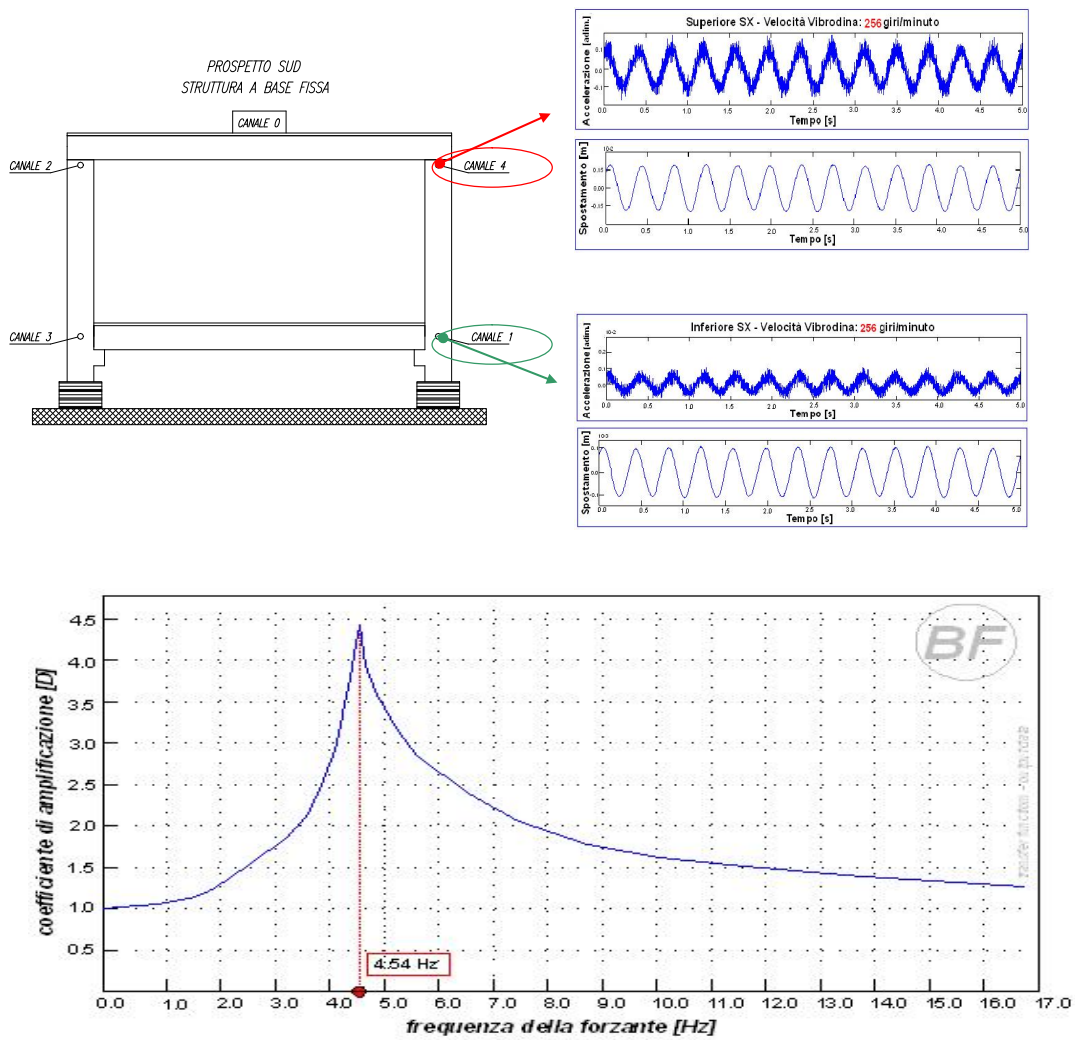
La validazione dei modelli di calcolo avviene avvalendosi delle *transfer function*, ottenute dall'elaborazione dei dati sperimentali. Tali funzioni permettono in modo semplice e rapido di valutare le frequenze proprie della struttura.

La prima transfer function è riferita all'impalcato superiore della struttura prefabbricata a Base Fissa, mentre la seconda transfer function fa riferimento all'impalcato superiore della struttura prefabbricata a Base Isolata.

E' stato possibile tracciare le transfer function, grazie alle registrazioni in termini di accelerazione e spostamento in corrispondenza di diverse frequenze della vibrodina. Si riportano nel seguito le time-history più significative, nonché la funzione di traferimento come funzione riassuntiva di tutte le registrazioni.

Per la struttura BF, si riportano le time-history in termini di spostamento e accelerazione registrate dal canale 4 e dal canale 1 in fase di risonanza cioè quando la vibrodina è impostata su 256 giri/min (lettura inverter = 25.6).



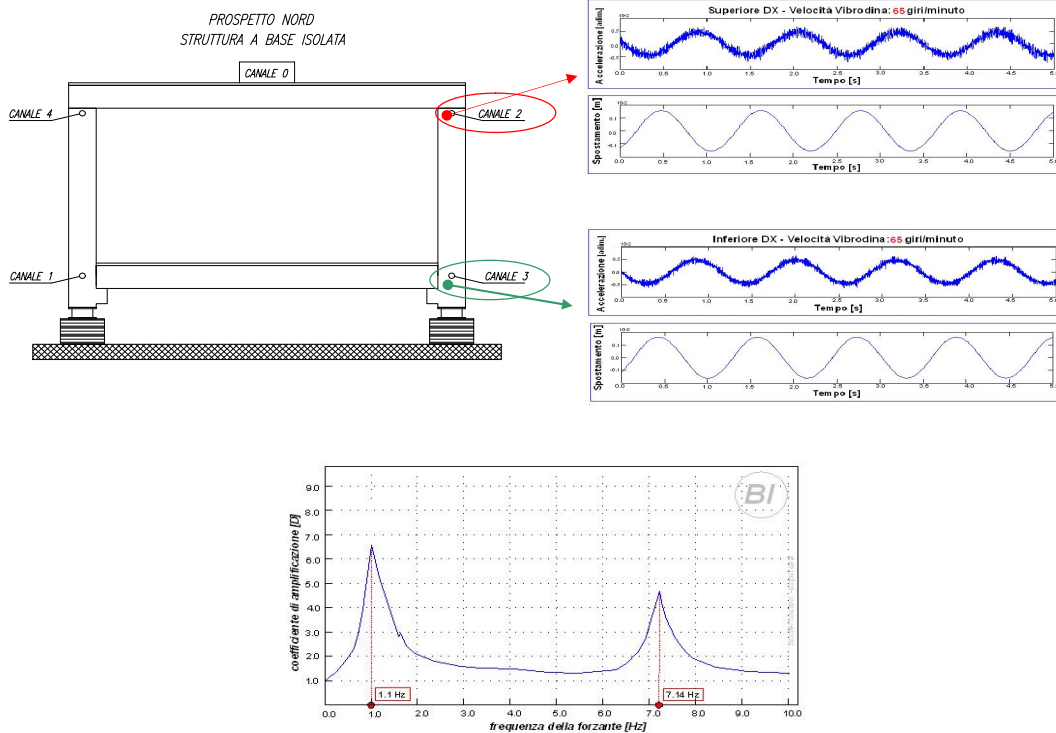


n° modal	Period	CircFreq
	Sec	rad/sec
1	0.210626	29.831
2	0.210613	29.833
3	0.085106	73.828

Output modello di calcolo

$$f_1 = 4.54 \text{ Hz} \quad T_1 = \frac{1}{f_1} = 0.22 \text{ sec}$$

Nella immagine che segue si riporta anche per la struttura BI le time-history in termini di spostamento e accelerazione registrate dal canale 4 e dal canale 1 in fase di risonanza cioè quando la vibrodina è impostata su 65 giri/min (lettura inverter = 6.5).



n° modal	Period Sec	CircFreq rad/sec
1	0.889869	7.0608
2	0.889867	7.0608
3	0.508881	12.347
4	0.139022	45.196
5	0.139015	45.198
6	0.059741	105.17

Output modello di calcolo

$$f_1 = 1.1 \text{ Hz} \quad T_1 = \frac{1}{f_1} = 0.90 \text{ sec}$$

$$f_2 = 7.14 \text{ Hz} \quad T_2 = \frac{1}{f_2} = 0.14 \text{ sec}$$

## 6.4 Metodo di analisi e modellazione

La risposta strutturale è stata valutata mediante analisi dinamiche lineari e non lineari. Queste ultime sono state eseguite utilizzando un rapido algoritmo di calcolo, rappresentato dalla Fast Non Linear analysis (FNA). Nell'ottica di eseguire un'analisi modale sperimentale che sappiamo basarsi sulle ipotesi fondamentali di linearità, stazionarietà e osservabilità, si focalizza l'attenzione sulle sole analisi in regime lineare.

Merita un approfondimento la modellazione del sistema di isolamento, costituito da dispositivi elastomerici ad alto smorzamento che sappiamo essere fortemente caratterizzati da un comportamento non lineare per la variabilità della rigidezza orizzontale e dello smorzamento al variare della deformazione tagliante. I modelli non lineari più sofisticati per una modellazione non lineare sono i modelli Bouc-Wen. E' da osservare che la sperimentazione svolta ha permesso di valutare le differenze esistenti tra il valore dello smorzamento viscoso adottato nelle analisi dinamiche, e il valore effettivo che tiene conto di ulteriori fonti di dissipazione non facilmente valutabili a priori, ma solo tramite un'analisi modale sperimentale. Lo stesso dicasi per il valore di deformazione orizzontale degli isolatori, in quanto la modellazione non lineare adottata, per quanto sofisticata, non permette di aggiornare il valore di rigidezza al variare della deformazione tagliante. Questo aspetto rappresenta una limitazione di tali modelli, per altro gli unici possibili da poter implementare con i più avanzati programmi di calcolo FEM. Si auspica l'introduzione, in tali programmi di calcolo, di opportuni elementi finiti non lineari le cui caratteristiche di rigidezza possano aggiornarsi in tempo reale con il variare del livello di deformazione raggiunto. Pertanto, nel modello analitico, non conoscendo a priori il livello di deformazione subito dal sistema di isolamento non si riesce a settare in maniera corretta il ciclo isteretico degli isolatori, tale da preferire una modellazione lineare equivalente che basandosi su un minor numero di parametri da calibrare (rigidezza secante equivalente e smorzamento viscoso equivalente) la rende più robusta e affidabile.

### 6.4.1 Caratteristiche inerziali del modello di calcolo

Potendo far affidamento sulla infinita rigidezza degli impalcati nel proprio piano, si adotta un modello di calcolo a masse concentrate a livello dei singoli impalcati. Per il calcolo della massa  $m$ , si fa riferimento alla massa della sola struttura escludendo sia i sovraccarichi permanenti sia quelli accidentali al fine di effettuare un confronto con i risultati del modello teorico e con quelli forniti dall'indagine sperimentale.

Durante le prove effettuate sulla struttura a base isolata non erano presenti né i carichi permanenti, né quelli accidentali per cui detti carichi non vengono presi in considerazione nel modello di calcolo.

Considerando il peso dei pilastri, travi, solaio e soletta si hanno i seguenti pesi sismici:

- peso sismico al primo livello:

$$W_1 = 338 \text{ KN} \rightarrow m_1 = W_1 / g = 34.5 \text{ ton}$$

- peso sismico al secondo livello:

$$W_2 = 328 \text{ KN} \rightarrow m_2 = W_2 / g = 33.5 \text{ ton}$$

Per completare il modello inerziale è necessario definire il momento d'inerzia polare delle masse che tenga debitamente conto delle centrifugazione delle masse:

- momento d'inerzia polare relativo all'impalcato 1:

$$I_{z1} = (I_x + I_y)u = (2 \cdot 167.93 \text{ m}^4) \cdot \frac{34.5 \text{ ton}}{44.89 \text{ m}^2} = 258.1 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

- momento d'inerzia polare relativo all'impalcato 2:

$$I_{z2} = (I_x + I_y)u = (2 \cdot 167.93 \text{ m}^4) \cdot \frac{33.5 \text{ ton}}{44.89 \text{ m}^2} = 250.1 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

### 6.4.2 Caratteristiche della sollecitazione

La forza agente esternamente viene prodotta mediante una vibrodina e quindi la forzante si configura come una azione variabile nel tempo con andamento sinusoidale.

Più precisamente la legge di variazione in funzione del tempo è del seguente tipo:

$$F(t) = F_{MAX} \cdot \text{sen}(\omega_{for} t)$$

in cui  $F_{MAX}$  rappresenta la massima forza prodotta in un ciclo ed assume il seguente valore:

$$F_{MAX} = m \cdot e \cdot \omega_{for}^2$$

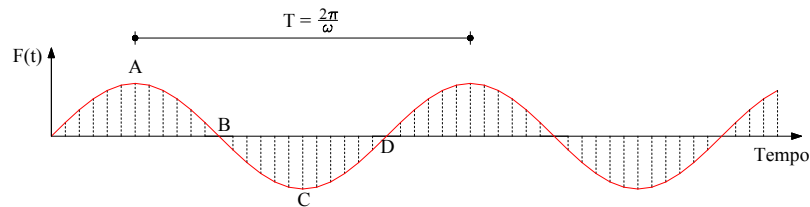
il termine  $\omega_{for}$  è la pulsazione della forzante che risulta legata alla frequenza della forzante stessa mediante la relazione:

$$f = \frac{\omega_{for}}{2\pi}$$

L'andamento della forzante in funzione del tempo si presenta pertanto di tipo sinusoidale e può essere espressa attraverso una relazione del tipo:

$$F(t) = \omega^2 \cdot r \cdot m \cdot \text{sen}(\omega t)$$

In forma grafica la forzante assume l'andamento riportato nel diagramma seguente:



*Andamento della forzante in funzione del tempo*

### 6.4.3 Analisi eseguite con i modelli di calcolo

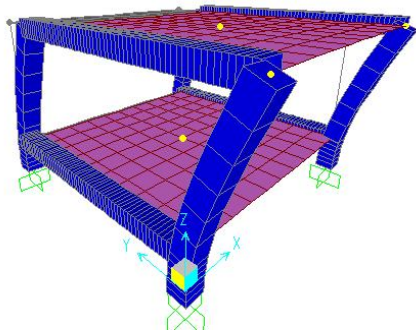
Le analisi eseguite tramite modellazioni F.E.M. e adottando come programma di calcolo il SAP2000, possono essere elencate nei seguenti punti:

1. **analisi modale** per la determinazione delle frequenze e dei periodi di vibrazione della struttura;
2. **analisi statiche** applicando la forza generata dalla vibrodina in condizioni di risonanza;
3. **analisi dinamiche con integrazione al passo** delle equazioni differenziali che governano il moto della struttura, applicando l'azione della vibrodina in condizioni di risonanza;

### Analisi numeriche

Si riportano i risultati più significativi dell'analisi eseguita con il programma di calcolo SAP2000. In particolare, si riportano i periodi e le frequenze proprie di vibrazione della struttura principale prefabbricata a base fissa, nonché le masse partecipanti in corrispondenza dei vari periodi.

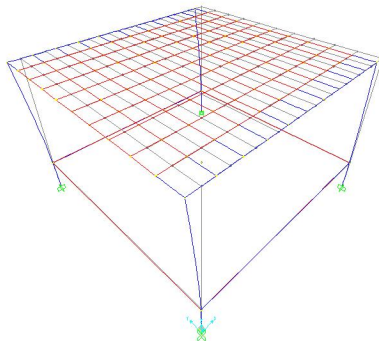
***Analisi modale per la determinazione delle frequenze e dei periodi di vibrazione della struttura.***



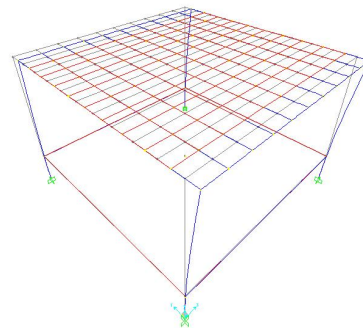
*1° mod. di vibrazione*

n° modal	Period	CircFreq
	Sec	rad/sec
1	0.210626	29.831
2	0.210613	29.833
3	0.085106	73.828
4	0.019397	323.92
5	0.019397	323.93
6	0.008893	706.56

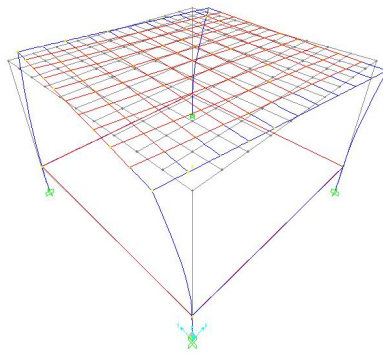
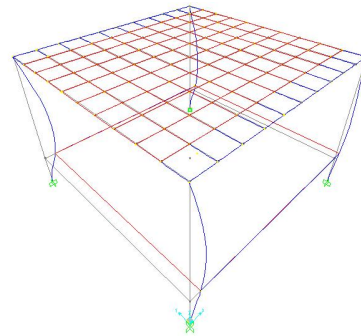
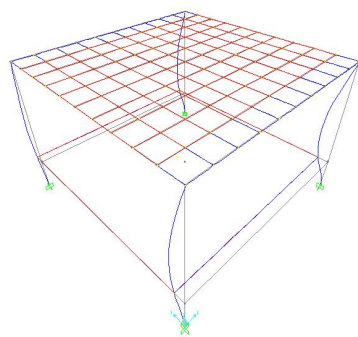
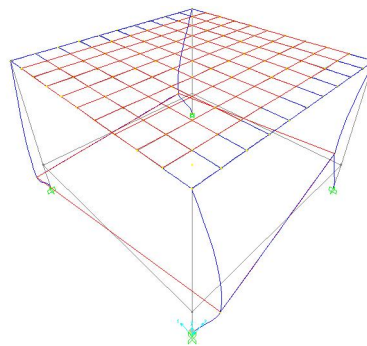
TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.210626	0.55511	0	0.55511	0
MODAL	Mode	2	0.210613	0	0.5551	0.55511	0.5551
MODAL	Mode	3	0.085106	1.56E-08	0	0.55511	0.5551
MODAL	Mode	4	0.019397	0.44489	2.607E-18	1	0.5551
MODAL	Mode	5	0.019397	2.607E-18	0.4449	1	1
MODAL	Mode	6	0.008893	3.041E-08	0	1	1



*1° modo di vibrazione*



*2° modo di vibrazione*

*3° modo di vibrazione**4° modo di vibrazione**5° modo di vibrazione**6° modo di vibrazione*

***Analisi statica applicando la forza generata dalla vibrodina in condizioni di risonanza.***

Prima di procedere con tale tipo di analisi, occorre innanzitutto, fare una precisazione sul fattore di amplificazione (N) che permette di simulare staticamente ciò che invece è un'azione dinamica, valutando i massimi effetti in condizione di risonanza. Per stimare il valore di (N) occorre conoscere il valore dello smorzamento ( $\nu$ ).



Assimilando la struttura in esame ad un oscillatore semplice, noti i valori della massa e della rigidità, è possibile determinare il valore della frequenza naturale ovvero il periodo fondamentale di vibrazione mediante la relazione:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} \rightarrow T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{3380}{2667200}} = 0.22s$$

in maniera equivalente in termini di frequenza:

$$f = \frac{1}{T} \Rightarrow 4,55 \text{ Hz}$$

Si osserva che il massimo effetto di amplificazione si genera quando la pulsazione della forzante coincide con il seguente valore:

$$\bar{\omega} = \omega \cdot \sqrt{1 - 2\nu^2} \Rightarrow 28,1 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot (0,05)^2} = 28,0$$

ovvero, la condizione di risonanza si verifica per una frequenza  $f$  pari al valore:

$$f = \frac{\bar{\omega}}{2\pi} = \frac{28.0}{2\pi} = 4,46 \text{ Hz}$$

a cui si associa un periodo di:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{4,46} = 0,22s$$

Precisiamo che il modello a base fissa presenta minori incertezze rispetto a quello a base isolata, infatti il periodo fondamentale determinato analizzando l'oscillatore semplice si avvicina molto a quello misurato sperimentalmente. Tuttavia lo smorzamento viscoso equivalente non è determinabile a priori con un livello di approssimazione soddisfacente, quindi per individuare detto parametro,

si utilizzano i dati provenienti dall'indagine sperimentale, ed in particolare si fa riferimento allo spostamento in sommità della struttura.

Per ottenere l'uguaglianza tra lo spostamento teorico e quello sperimentale occorre avere uno smorzamento dell'**11%**, valore di gran lunga superiore allo smorzamento del **5%** fissato nel modello teorico.

Il fattore di amplificazione  $N$  è definito come:

$$N = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\nu\beta)^2}}$$

dove il coefficiente  $\beta$  è definito come segue:

$$\beta = \frac{\omega_{for}}{\omega}$$

Il massimo valore del fattore di amplificazione, ponendo  $\beta^2 = \alpha$ , risulta:

$$N(\alpha) = \left[ (1 - \alpha)^2 + 4\nu^2\alpha \right]^{-\frac{1}{2}}$$

derivando rispetto ad  $\alpha$  si ottiene:

$$\frac{\partial N}{\partial \alpha} = -\frac{1}{2} \left[ (1 - \alpha)^2 + 4\nu^2\alpha \right]^{-\frac{3}{2}} \cdot \left[ -2 \cdot (1 - \alpha) + 4\nu^2 \right]$$

la condizione di massimo  $\frac{\partial N}{\partial \alpha} = 0$ , fornisce:

$$\beta = \sqrt{1 - 2\nu^2} \Rightarrow \bar{\omega} = \omega \cdot \sqrt{1 - 2\nu^2}$$

Accanto alla pulsazione propria  $\omega$  dell'oscillatore non smorzato, ed a quella  $\Omega = \omega \cdot \sqrt{1-\nu^2}$  dell'oscillatore smorzato, può definirsi una terza pulsazione  $\bar{\omega}$  che dà luogo alla massima amplificazione dell'effetto provocato da una forza pulsante sull'oscillatore smorzato.

Sostituendo il valore appena determinato nella relazione che fornisce N in funzione di  $\alpha$  otteniamo:

$$N_{\max} = \frac{1}{2\nu \cdot \sqrt{1-\nu^2}}$$

che, quando risulta  $\nu \ll 1$ , può con sufficiente approssimazione scriversi:

$$N_{\max} \cong \frac{1}{2\nu}$$

In forma numerica i valori più significativi ottenuti riportati nella tabella sottostante.

x(t)	v(t)	a(t)	a(t)/g	$\beta$	F <sub>max</sub>	N	$\nu$	T
[m]	[m/s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[adim.]	[adim.]	[kg]	[adim.]	[adim.]	[s]
1,86E-03	5,16E-02	1,43E+00	1,46E-01	0,988	1084,41	4,57	0,11	0,22

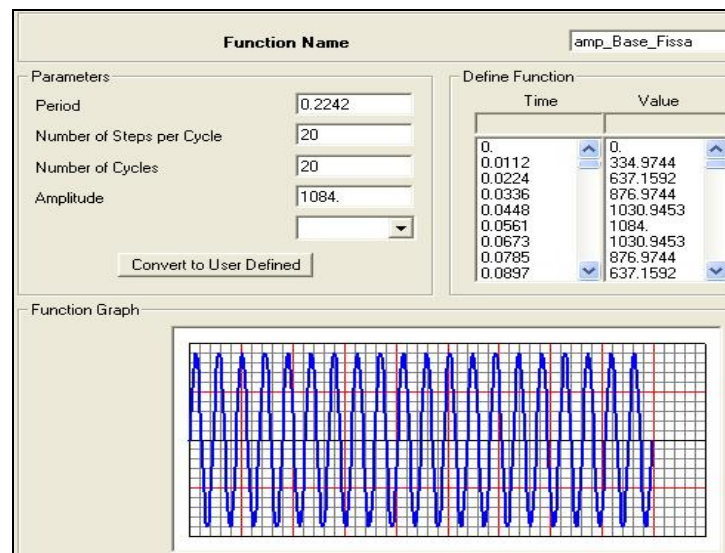
In questo caso la forza massima applicata mediante la vibrodina è stata di 1084.4 Kg mentre il coefficiente di amplificazione dinamica è pari a 4,57. La forza da applicare staticamente su ciascun pilastro è dunque la seguente:

$$F_{statica\_i} = \frac{F_{statica} \cdot N}{n_{pilastri}} = \frac{1084,4 \cdot 4,57}{4} = 1238,9 \text{ kg}$$

Forza app. staticamente	
$T_1 = 0,22 \text{ s}$	
[m]	
$x_1 =$	0,000125
$x_2 =$	0,001810
$x_3 =$	0,000125
$x_4 =$	0,001810

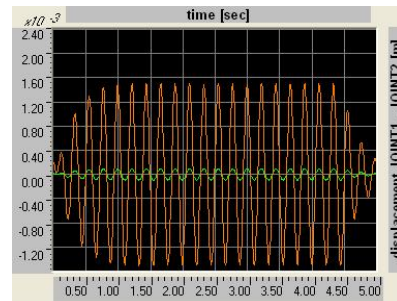
***Analisi dinamiche con integrazione al passo delle equazioni differenziali che governano il moto della struttura.***

Al fine di eseguire tale tipo di analisi, viene definita e assegnata la seguente *time history function*:

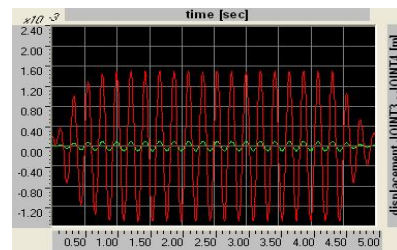


*Time history function 1*

Vengono riportate nel seguito, le time history in termini di spostamento e di accelerazioni dei nodi strumentati (JOINT 1; JOINT 2; JOINT 3; JOINT 4) ed i confronti tra i risultati sperimentali e quelli delle analisi numeriche effettuate.

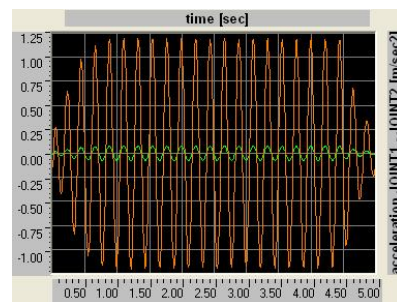


JOINT 1  
JOINT 2

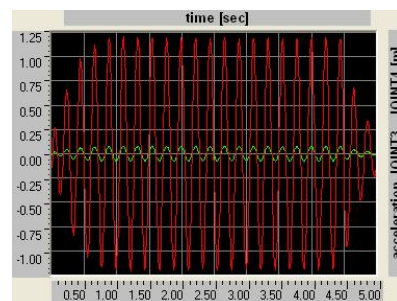


JOINT 3  
JOINT 4

*Time – histroy 1a, relative agli spostamenti dei nodi n.1; n.2; n.3; n. 4*

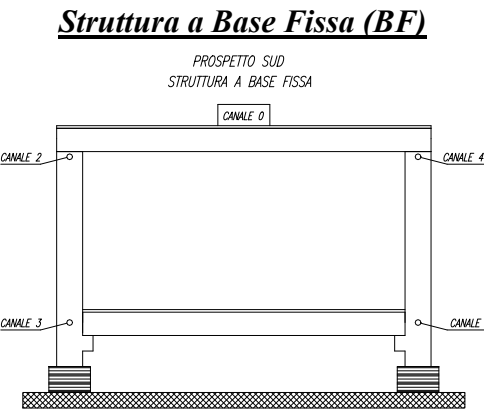


JOINT 1  
JOINT 2



JOINT 3  
JOINT 4

*Time – histroy 1b, relative alle accelerazioni dei nodi n.1; n.2; n.3; n. 4*



Spostamenti massimi e accelerazioni massime, registrate durante la sperimentazione:

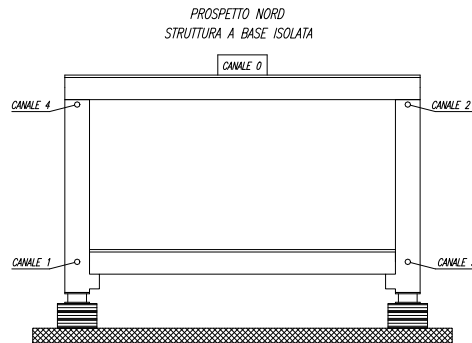
Struttura a base fissa							
Spostamenti [m]				Accelerazioni [adim.]			
canale 1	0,0001	canale 3	0,0001	canale 1	0,0079	canale 3	0,0081
canale 4	0,0019	canale 2	0,0018	canale 4	0,1250	canale 2	0,1245

Si riporta in modo sintetico, il confronto tra risultati restituiti dai modelli di calcolo e i risultati che ci restituisce la sperimentazione. In entrambi i casi si considera la struttura nella condizione in cui la frequenza della vibrodina coincide con la frequenza propria della struttura, cioè in condizione di massima amplificazione degli effetti.

Integrazione al passo		Forza app. staticamente		Sperimentazione	
$T_1 = 0,21 \text{ s}$		$T_1 = 0,21 \text{ s}$		$T_1 = 0,22 \text{ s}$	
[m]	[adim.]	[m]	[adim.]	[m]	[adim.]
$x_1 = 0,0001$	$a_1 = 0,0075$	$x_1 = 0,0001$		$x_1 = 0,0001$	$a_1 = 0,0079$
$x_2 = 0,0015$	$a_2 = 0,1225$	$x_2 = 0,0016$		$x_2 = 0,0018$	$a_2 = 0,1245$
$x_3 = 0,0001$	$a_3 = 0,0075$	$x_3 = 0,0001$		$x_3 = 0,0001$	$a_3 = 0,0081$
$x_4 = 0,0015$	$a_4 = 0,1225$	$x_4 = 0,0016$		$x_4 = 0,0019$	$a_4 = 0,1250$

Dal confronto dei risultati emerge che il modello di calcolo adottato, è affidabile e ben descrive il reale comportamento della struttura.

### **Struttura a Base Isolata (BI)**



Spostamenti massimi e accelerazioni massime, registrate durante la sperimentazione:

Struttura a base fissa							
Spostamenti [m]				Accelerazioni [adim.]			
canale 1	0,0012	canale 3	0,0011	canale 1	0,0065	canale 3	0,0067
canale 4	0,0013	canale 2	0,0014	canale 4	0,0071	canale 2	0,0070

Si riporta in modo sintetico, il confronto tra risultati restituiti dai modelli di calcolo e i risultati che ci restituisce la sperimentazione. In entrambi i casi si considera la struttura nella condizione in cui la frequenza della vibrodina coincide con la frequenza propria della struttura, cioè in condizione di massima amplificazione degli effetti.

Integrazione al passo			Forza app. staticamente		Sperimentazione		
$T_1 = 0,89 \text{ s}$			$T_1 = 0,89 \text{ s}$		$T_1 = 0,90 \text{ s}$		
	[m]	[adim.]		[m]		[m]	[adim.]
$x_1 =$	0,00121	$a_1 =$ 0,0060	$x_1 =$	0,00119	$x_1 =$	0,0012	$a_1 =$ 0,0065
$x_2 =$	0,00129	$a_2 =$ 0,0065	$x_2 =$	0,00131	$x_2 =$	0,0014	$a_2 =$ 0,0070
$x_3 =$	0,00121	$a_3 =$ 0,0060	$x_3 =$	0,00119	$x_3 =$	0,0011	$a_3 =$ 0,0067
$x_4 =$	0,00129	$a_4 =$ 0,0065	$x_4 =$	0,00131	$x_4 =$	0,0013	$a_4 =$ 0,0071

Dal confronto dei risultati emerge che il modello di calcolo adottato, è affidabile e ben descrive il reale comportamento della struttura.





---

## Conclusioni

La vulnerabilità sismica degli edifici industriali prefabbricati esistenti, rappresenta un problema di grande attualità ma di non facile analisi. Dalla ricerca effettuata è emerso che nel periodo compreso tra i primi anni '50 e la metà degli anni '70 furono realizzati numerosi capannoni industriali secondo svariate tipologie, ma la soluzione strutturale maggiormente adottata è stata quella con pilastri incastrati alla base e travi incernierate sulla sommità dei pilastri, per luci fino a circa 30 metri. All'interno di questa tipologia è possibile poi ritrovare numerose varianti, in base alla sezione delle varie membrature, alla copertura e soprattutto alla tecnologia dei collegamenti, che rappresentano la principale differenza strutturale tra le costruzioni prefabbricate e quelle gettate in opera.

Per quanto riguarda i materiali, tra il 1950 ed il 1970 si ebbe il graduale e definitivo passaggio dagli acciai lisci a quelli ad aderenza migliorata, di prestazioni meccaniche più elevate. Il conglomerato più utilizzato era quello confezionato con cemento tipo 730 o 325 e 425, per resistenze a compressione mediamente superiori ai  $450 \text{ daN/cm}^2$ .

---

Oggi si devono fare i conti con una elevata vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio, ed in tale quadro la valutazione della vulnerabilità sismica di manufatti prefabbricati presenta numerose insidie legate alla difficoltà di poter modellare il comportamento dell'intera struttura tenendo conto dell'effettiva risposta delle unioni, che spesso può rivelarsi anche molto diversa (raggiunti determinati valori della sollecitazione) da quella elastico-lineare.

Le analisi condotte mettono ampiamente in evidenza il fatto che le verifiche di resistenza imposte dalle attuali norme svolte sull'edificio campione con metodi lineari sono ampiamente non soddisfatte, e appare evidente che la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture prefabbricate esistenti non può prescindere dall'approfondimento della natura dinamica del problema e della corretta modellazione dei dispositivi di collegamento tra le diverse membrature dell'edificio.

Resta dunque aperto il problema di riuscire a valutare in modo esaustivo le prestazioni meccaniche e deformative di questo tipo di dispositivi di vincolo, determinando anche delle procedure di analisi più dettagliate ed in grado di valutare l'influenza che essi possono avere sulla risposta globale.

La sperimentazione, inoltre (con particolare riferimento alla struttura a base fissa) ha mostrato che per le strutture prefabbricate l'identificazione strutturale può rappresentare uno strumento di grande utilità ed efficacia per validare o migliorare i risultati di sofisticate analisi agli elementi finiti, specialmente per quanto concerne le strutture esistenti, consentendo la validazione di modelli analitici calibrando sperimentalmente lo smorzamento strutturale da inserire come dato di calcolo.

Quindi tale tecnica potrebbe essere efficacemente impiegata da un lato nella valutazione della risposta sismica della struttura e più specificatamente ancora nella sua mitigazione del rischio sismico.

---

Si auspica infatti di poter affiancare la tecnica di identificazione strutturale all'insieme di indagini che le attuali norme tecniche indicano per le strutture esistenti, arricchendo il quantitativo di informazioni da poter adoperare per la definizione di un idoneo Livello di Conoscenza.



---

## BIBLIOGRAFIA

- [1] RDL 29 luglio 1933 n. 1213, “Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio”, Gazzetta Ufficiale n. 224 del 26 settembre 1933
- [2] RDL 25 marzo 1935-XIII n. 640, “Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti”, Gazzetta Ufficiale n. 120 del 22 maggio 1935
- [3] RD 16 novembre 1939 XVIII n. 2229, “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”, Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 92 del 18 aprile 1940
- [4] DCPS 20 dicembre 1947, “Norme per l'esecuzione e l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso”, Gazzetta Ufficiale n. 8 del 12 gennaio 1948
- [5] “Il laterizio - Bollettino tecnico RDB”, Piacenza, 1956
- [6] Circolare del Ministero dei LLPP n. 1472 del 23 maggio 1957, “Armatura delle strutture in cemento armato” Bollettino della legislazione tecnica–Legging n. 8, 1957
- [7] “Il laterizio - Bollettino tecnico RDB”, Piacenza, 1959
- [8] Circolare del Ministero dei LLPP n. 494 del 7 marzo 1960, “Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso”, Bollettino della legislazione tecnica–Legging n. 2, 1960
- [9] “Il laterizio - Bollettino tecnico RDB”, Piacenza, 1962
- [10] Koncz, “Manuale della prefabbricazione”, ed. Tecniche Bauverlag, Milano, 1962
- [11] DPR 19 ottobre 1962, “Determinazioni dei comuni che possono beneficiare delle disposizioni previste dalla legge 5 ottobre 1962 n. 1431, recante

- provvedimenti per la ricostruzione e la rinascita delle zone colpite dal terremoto dell'agosto 1962", Gazzetta Ufficiale n. 265 del 20 agosto 1962
- [12] Legge 25 novembre 1962 n. 1684, "Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche", Gazzetta Ufficiale del 22 dicembre 1962
- [13] "Il laterizio - Bollettino tecnico RDB", Piacenza, 1965
- [14] Circolare del Ministero dei LLPP n. 1398 del 23 gennaio 1965, "Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso", Bollettino della legislazione tecnica-Legging n. 7, 1965
- [15] "Il laterizio - Bollettino tecnico RDB", Piacenza, 1968
- [16] A. Migliacci, "Progetti di strutture", Masson Italia ed. Tamburini, Milano, II edizione 1968
- [17] A. Marioni - "Apparecchi d'appoggio per ponti e strutture", ITEC Editrice, 1968
- [18] P. Wertenstein, "Coperture industriali di grandi dimensioni: problemi di montaggio e collegamento", Prefabbricare, Gen-Feb 1969, n.1
- [19] A. Migliacci, "Su alcuni problemi di progettazione di strutture prefabbricate in elementi monodimensionali", Prefabbricare, Mar-Apr 1969, n.2
- [20] L. Roncai, "Prefabbricazione industriale: elementi strutturali coordinati", Prefabbricare, Lug-Ago, n.4
- [21] G. Cestelli Guidi, "Cemento armato precompresso: teoria, esperienze, realizzazioni", 3° ed. Hoepli, Milano, 1970
- [22] A. Migliacci, "Sulla progettazione di strutture industriali prefabbricate in calcestruzzo", Conferenza tenuta al corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato – Fondazione Fratelli Pesenti. Politecnico di Milano, Maggio 1970
- [23] "Il laterizio - Bollettino tecnico RDB", Piacenza, 1971-74
- [24] A. Avanzino, "Tipologia delle unioni di elementi prefabbricati in calcestruzzo", Prefabbricare, Gen-Feb 1971, n.1

- 
- [25] Legge 5 novembre 1971 n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”, Gazzetta Ufficiale n. 321 del 21 dicembre 1971
- [26] DM 30 maggio 1972, “Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica”, Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 190 del 22 luglio 1972
- [27] “Il laterizio - Bollettino tecnico RDB”, Piacenza, 1974-77
- [28] Schede tecniche dell’R.D.B., 1974
- [29] Legge 2 febbraio 1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, Gazzetta Ufficiale n. 76 del 21 marzo 1974
- [30] DM 30 maggio 1974, “Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”, Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 198 del 29 luglio 1974
- [31] Circolare del Ministero dei LLPP n. 13229 del 25 gennaio 1975, “Impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso” Bollettino della legislazione tecnica-Legging n. 8, 1975
- [32] A. Parducci, “Tecnica delle costruzioni prefabbricate”, E.S.A. ed., Roma, 1978
- [33] G. Menditto-Salton, “Strutture tradizionali e prefabbricate”, ed. Tecniche Bauverlag, Milano, 1979
- [34] G. Menditto, “Statica delle strutture prefabbricate”, Clup ed., Milano, 1981
- [35] C.W. Roeder, S.F. Stanton, “Elastomeric Bearings: State-of-the-art”, A.S.C.E. Journal of Structural Engineering, vol.109 n.12, dicembre 1983
- [36] "Basic Concepts and Potential Applications for Base Isolation" - ASCE Structures Congress '86 – 1986.
- [37] W. Roeder, J.F. Stanton, A.W. Taylor, "Fatigue of Steel-Reinforced Elastomeric Bearings", Journal of Structural Engineering, vol.116 n.2, febbraio 1990

- 
- [38] W.K. Tso, A.S. Maghadam, "Pushover procedure for seismic analysis of buildings", *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 1 1998
  - [39] Bollettino Ufficiale CNR 10025 del 21 dicembre 1998
  - [40] UNI ENV 1998-1 - EUROCODICE 8
  - [41] A.Mori, J. Mos, N. Cooke, A.J. Carr, "The Behaviour of Bearings Used for Seismic Isolation under Shear and Axial Load", *Earthquake Spectra*, vol.15 n.2, maggio 1999
  - [42] A.Mori, J. Mos, N. Cooke, A.J. Corn, "The Behaviour of Bearings Used for Seismic Isolation under Rotation and Axial Load", *Earthquake Spectra*, vol.15 n.2, maggio 1999
  - [43] J. M. Kelly, F. Naeim – *Design of Seismic Isolated Structures: from theory to practice* – John Wiley & Sons, Inc., 1999.
  - [44] Bollettino Ufficiale CNR 10018 del 21 dicembre 1999
  - [45] *The Theory of Seismic Isolation and its Implementation in the United States - International Seminar on the Design of Structures*, K.E.E.R.C. - Seoul, Korea - 1999.
  - [46] G.M. Verderame, A. Stella, E. Cosenza, "Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato negli anni '60", X Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001
  - [47] M. Saiidi, M. Randall, E. Maragakis, T. Isakovic, " Seismic Restrained Design Methods for Simpy Supported Bridges", *Journal of Bridge Engineering*, settembre-ottobre 2001
  - [48] FIP Industriale, "Sistemi di protezione sismica delle strutture", *Nota Tecnica* 1566, 2002.
  - [49] UNI EN 1998-1, Eurocode, "Design of structures for earthquake resistance, Part 1: Generalrules, seismic actions and rules for buildings", UNI (2003).
  - [50] R. Clough, J. Penzien – *Dynamics of Structures* – McGraw-Hill, 2004.
  - [51] M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, A. Di Cesare, "Progetto di edifici con isolamento sismico", IUSS Press, Pavia, 2004.



- 
- [52] CSI, SAP2000 Advanced, “Structural Analysis Programs, Theoretical and Users Manual”, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2005.
  - [53] D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
  - [54] D. Cancellara, M. Pasquino, “Performance Based Seismic Design, secondo l’EC8 di un edificio a Base Fissa e a Base Isolata”, Ingegneria Sismica, Anno XXVI, n.2, Patron editore – Bologna, 2009.

